

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo
Departamento de Estruturas

**INFLUÊNCIA DO TIPO DE AGREGADO NAS
PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO
SUBMETIDO AO FOGO**

ADRIANA APARECIDA AMBROSIO DE SOUZA

Campinas, SP

2005

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo
Departamento de Estruturas

**INFLUÊNCIA DO TIPO DE AGREGADO NAS
PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO
SUBMETIDO AO FOGO**

ADRIANA APARECIDA AMBROSIO DE SOUZA

Orientador: Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Júnior

Dissertação de Mestrado apresentada à Comissão de pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, da Universidade Estadual de Campinas para obtenção do Título de Mestre na Área de Concentração em Edificações.

Campinas, SP

Junho/2005

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

Souza, Adriana Aparecida Ambrosio de
Influência do tipo de agregado nas propriedades
mecânicas do concreto submetido ao fogo / Adriana
Aparecida Ambrosio de Souza.--Campinas, SP: [s.n.],
2005.

So89
i Orientador: Armando Lopes Moreno Júnior
Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de
Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e
Urbanismo.

1. Concreto. 2. Agregados (Materiais de construção).
3. Altas temperaturas. 4. Concreto - Resfriamento. 5.
Resistência de materiais. I. Moreno Júnior, Armando
Lopes. II. Universidade Estadual de Campinas.
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e
Urbanismo. III. Título.

Titulo em Inglês: Aggregate types influence in mechanical properties of
the concrete submitted do fire

Palavras-chave em Inglês: Concrete, Aggregate (Building materials),
High temperatures, Slow cooling, Quick cooling,
Mechanical resistance e Re-hydratation

Área de concentração: Edificações

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora: Cláudio Sbrighi Neto e Ana Elisabete Paganelli
Guimarães de Ávila Jacintho

Data da defesa: 29/06/2005

R-1262

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

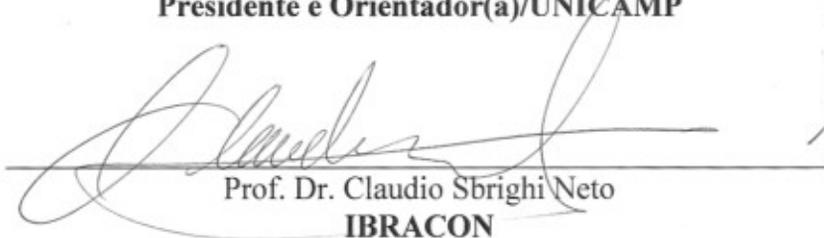
**INFLUÊNCIA DO TIPO DE AGREGADO NAS
PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO
SUBMETIDO AO FOGO**

Adriana Aparecida Ambrosio de Souza

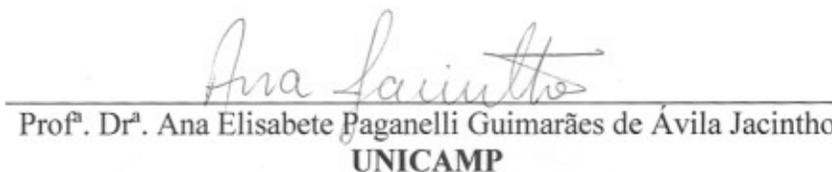
Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Júnior
Presidente e Orientador(a)/UNICAMP



Prof. Dr. Claudio Sbrighi Neto
IBRACON



Prof. Dr. Ana Elisabete Paganelli Guimarães de Ávila Jacintho
UNICAMP

Campinas, 29 de Junho de 2005

Ao Roberto, com todo o meu amor.

A minha filha Sofia, a razão da minha vida.

Aos meus pais Ângela e Irineu, com todo carinho e respeito.

Aos meus queridos irmãos, Andréia e Marcelo.

*“ Nenhum mestre pode conduzir-nos à liberdade.
Nenhum sistema pode ensinar-nos a como sermos livres.
Precisamos tomar a grande decisão de dizer: Eu serei”.*

Reshad Field, 2001. Passos para a liberdade.

AGRADECIMENTOS

Agradeço em especial ao Prof. Dr. Roberto de Souza Júnior, meu esposo, amigo, companheiro e principal incentivador dos meus estudos, por toda paciência e amor dedicados a mim.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Júnior, que ao longo dos anos de convivência, dentro e fora do meio acadêmico, mostrou-se além de profissional competente um amigo.

Ao amigo e excelente profissional, Engenheiro Civil Carlos José Massucato, pelos momentos de risos e pelo apoio oferecido, sem o qual esta pesquisa não teria sido concluída, e pelas constantes ajudas durante a fase final da dissertação.

Ao Prof. Dr. Cláudio Sbrighi Neto, Vice-Presidente do IBRACON, por sua paciência em me atender no esclarecimento de dúvidas e pela solidariedade.

Ao Ernan Silva, Chefe do Agrupamento de Materiais de Construção Civil, AMCC do IPT pela grande contribuição que foi dada para finalizar minha dissertação.

Ao Geólogo Marcelo Pecchio, Supervisor do Laboratório de Mineralogia da ABCP, pelas informações e esclarecimentos transmitidos através de ensaios por ele realizados.

Ao Rubens Curti, ABCP, pela disponibilidade em atender aos meus pedidos e pelos contatos pessoais transmitidos.

Aos amigos Alaor Leandro Rosa e Paulo Bardela, pela colaboração direta ou indiretamente.

A colega de todos os dias, Engenheira Civil Laura Brum Prata Bizzo pela ajuda no momento que não tinha a quem mais recorrer e por compartilhar suas experiências.

Prof. Dr. Ana Elisabete Paganelli Guimarães de Avila Jacintho, pela amizade, pelo incentivo e pelo apoio oferecido ao longo do período de convivência.

Agradecimento muito especial aos técnicos Werley, David, Oswaldo e Paulo, pela grandiosa colaboração, indispensável na realização das concretagens dos corpos-de-prova.

Aos técnicos e profissionais do Laboratório de Estruturas e Construção Civil da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Ademir, Luciano, Marcelo, Marçal e Rodolfo, pela amizade e informações técnicas transmitidas ao longo destes anos.

Aos meus pais, Ângela e Irineu que estiveram presentes nos momentos mais difíceis oferecendo apoio e amor.

À Jocelena, Airton e David, pelos longos períodos que cuidaram de minha filha Sofia e pelo amor à ela dedicado.

CRÉDITOS

A elaboração desta pesquisa teve o apoio fundamental, tanto financeiro quanto técnico, das instituições abaixo relacionadas:

Universidade Estadual de Campinas

- FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

- LABORATÓRIO DE MATERIAIS E ESTRUTURAS

Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - CNPq

- PELA CONCESSÃO DE BOLSA DE ESTUDOS

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. OBJETIVOS	1
1.2. JUSTIFICATIVAS.....	1
1.3. APRESENTAÇÃO	2
2. EFEITO DO FOGO	4
2.1. INCÊNDIO.....	4
2.1.1 DEFINIÇÃO DE FOGO	4
2.1.2. EVOLUÇÃO DO INCÊNDIO	5
2.1.3. TRANSMISSÃO DE CALOR	8
2.1.4. INFLUÊNCIA DO CONTEÚDO DE COMBUSTÍVEL	9
2.1.5. INFLUÊNCIA DA VENTILAÇÃO	10
2.1.6. MATERIAIS COMBUSTÍVEIS.....	11
2.2. EFEITO DO FOGO NO CONCRETO.....	12
2.2.1. HISTÓRICO.....	12
2.2.2. RESISTÊNCIA AO FOGO E TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO (TRRF)	
13	
2.2.3. NORMALIZAÇÃO NACIONAL	20
2.2.4. NORMALIZAÇÃO INTERNACIONAL	29

2.3. COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS CONSTITUÍNTES DO CONCRETO SOB AÇÃO DO FOGO	37
2.3.1. ÁGUA.....	37
2.3.2. ARGAMASSA.....	37
2.3.3. AGREGADO	38
2.4. PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO SOB AÇÃO DO FOGO	41
2.4.1. RESULTADOS DE PESQUISAS	42
2.4.2. PARÂMETROS INFLUENTES NA VARIAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO SOB AÇÃO DO FOGO	50
3. METODOLOGIA DE ENSAIO.....	67
3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	67
3.2. MISTURAS DE CONCRETO	68
3.3. DOSAGEM E PROCEDIMENTO DE MISTURA.....	69
3.2.1. CONCRETO PREPARADO COM AGREGADO ARGILA EXPANDIDA	72
3.2.2. CONCRETO PREPARADO COM AGREGADO BASALTO	73
3.2.3. CONCRETO PREPARADO COM AGREGADO CALCÁRIO.....	73
3.4. ENSAIOS PRINCIPAIS	74
4. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	79
4.1. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	79
4.1.1. CIMENTO	79
4.1.2. AGREGADO MIÚDO	81
4.1.3. AGREGADO GRAÚDO	84
4.1.4. ÁGUA.....	91

4.2. CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND DE ALTA RESISTÊNCIA	91
4.2.1. GENERALIDADES	91
4.2.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO	92
4.3. PROPORÇÃO ENTRE OS MATERIAIS CONSTITUINTES DO CONCRETO: TRAÇOS	94
4.4. TEMPO DE EXPOSIÇÃO DAS AMOSTRAS ÀS TEMPERATURAS (300°C E 600°C)	96
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	102
5.1. PROPRIEDADES MECÂNICAS: AMOSTRAS NÃO AQUECIDAS, COM AQUECIMENTO E RESFRIADAS LENTA E RAPIDAMENTE.....	102
5.1.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO.....	103
5.1.2. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	105
5.1.3. MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	107
5.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS: AMOSTRAS AQUECIDAS, RESFRIADAS E REIDRATADAS.....	109
5.2.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO.....	109
5.2.2. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	114
5.2.3. MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	118
5.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS	123
6. ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	124
6.1. REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA MECÂNICA SOB A INFLUÊNCIA DO TIPO DE AGREGADO ...	125
6.2. REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA MECÂNICA APÓS AQUECIMENTO E RESFRIAMENTO RÁPIDO	130
6.3. REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA MECÂNICA APÓS AQUECIMENTO E RESFRIAMENTO RÁPIDO	132
7. CONCLUSÕES.....	135

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Curva de Incêndio Real.....	6
Figura 2.2– Curva Padrão – Temperatura x Tempo (ISO 834 (1999)).....	15
Figura 2.3 – Comparação entre a Curva de Incêndio Real e a Curva Padrão ISO 834 (1999).....	17
Figura 2.4 - Comparação entre Curva Padrão ISO 834 e Curva Padrão ASTM E-119..	18
Figura 2.5 - Curvas Temperatura x Tempo padronizadas para materiais hidrocarbonetos indicadas em normas internacionais (COSTA (2002)).....	19
Figura 2.6 - Curva Padrão e Curvas Naturais parametrizadas pela carga de incêndio (q) e o fator de aberturas (v), ambas para materiais celulósicos (SILVA (2001)).	20
Figura 2.7 - Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura. .	25
Figura 2.8 - Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura.....	26
Figura 2.9 - Diferentes Curvas Padrão - Temperatura x Tempo: (1) Austrália, Grã-Bretanha e Nova Zelândia; (2) Bélgica, Dinamarca, Finlândia, França, Holanda, Noruega, Suécia e Alemanha; (3) Canadá e Estados Unidos; (4) Rússia; (5) Itália; (6) Suíça e (7) Japão –(HARMATHY (1993) <i>apud</i> SILVA (2002)).	30

Figura 2.10 - Influência do tipo de agregado sobre o coeficiente de dilatação térmica do concreto (MEHTA & MONTEIRO (1994)).....	40
Figura 2.11 – Redução da resistência à compressão em relação a temperatura.....	44
Figura 2.12 – Redução do módulo de elasticidade em relação a temperatura.....	45
Figura 2.13 - (a) Efeito da temperatura na resistência à compressão (MPa) e (b) Efeito da temperatura no módulo de elasticidade (GPa), (VELASCO et al. (2003)).....	48
Figura 2.14 - Redução da resistência à compressão para concreto feito com agregado calcário (KHOURY (1992) <i>apud</i> NEVILLE (1997)).....	50
Figura 2.15 – Efeito da velocidade de resfriamento sobre a resistência do concreto preparado com agregado arenito (CÁNOVAS (1988)).....	52
Figura 2.16 – Pedacos do corpo-de-prova que explodiu após aquecimento a 300°C (GALLETTO & MENECHINI (2000)).....	55
Figura 2.17 – Diminuição à compressão em função da temperatura (CÁNOVAS (1988)).....	59
Figura 2.18 – Diminuição do módulo de elasticidade em função da temperatura (CÁNOVAS (1988)).....	60
Figura 2.19 - Influência do tipo de agregado no comportamento do concreto submetido a elevadas temperaturas (KHOURY (1992) <i>apud</i> NEVILLE (1997)).....	61
Figura 2.20 – Resistência à compressão de concreto preparado com agregado leve (ACI 216R-89 (1996)).....	62
Figura 2.21 – Resistência à compressão de concreto preparado com agregado calcário	

(ACI 216R-89 (1996)).....	64
Figura 2.22 – Módulo de elasticidade para concretos preparados com diferentes agregados (ACI 216R-89 (1996)).....	64
Figura 3.1 - Ensaio para determinar teor de ar incorporado, pelo método pressométrico.	70
Figura 3.2 - Ensaio de “Slump Test” para determinar o abatimento do concreto preparado com agregado argila expandida.....	71
Figura 3.3 - Mistura de concreto preparada com agregado argila expandida.	72
Figura 3.4 - Preparação das fôrmas para moldagem dos corpos-de-prova	73
Figura 3.5 - Forno tubular 1200 FL micro processado para teste de incêndio de corpos-de-prova de concreto, para monitoramento por termopar.....	75
Figura 3.6 - Esquema de instrumentação dos corpos-de-prova para monitoramento da elevação de temperatura.....	75
Figura 3.7 - Procedimento para obter curva de aquecimento das amostras de concreto, utilizando um forno que simula eletronicamente a curva padrão ISO 834 (1999)...	76
Figura 3.8 – Organograma do procedimento dos ensaios dos corpos-de-prova das três misturas de concreto.....	78
Figura 4.1 – Curva granulométrica da areia fina.	82
Figura 4.2 – Curva granulométrica do pedrisco misto.	83

Figura 4.3 – Curva granulométrica da argila expandida.....	87
Figura 4.4 – Curva granulométrica do basalto.....	88
Figura 4.5 – Curva granulométrica do calcário.....	90
Figura 4.6 – Curvas de Abrams do cimento CP V ARI RS (Barroso).....	93
Figura 4.7 – Explosão ocorrida no concreto preparado com agregado argila expandida após aquecimento a 600°C, com teor de umidade igual ao do ambiente e taxa de aquecimento de 1°C/minuto.....	97
Figura 4.8 – Tempo de aquecimento necessário para temperatura interna se igualar à externa, para concreto preparado com argila expandida ($T_{m\acute{a}x} = 300^{\circ}\text{C}$).....	98
Figura 4.9 – Tempo de aquecimento necessário para a temperatura interna se igualar à externa, para concreto preparado com argila expandida ($T_{m\acute{a}x} = 600^{\circ}\text{C}$).....	98
Figura 4.10 – Tempo de aquecimento necessário para temperatura interna se igualar à externa, para concreto preparado com basalto ($T_{m\acute{a}x} = 300^{\circ}\text{C}$).....	99
Figura 4.11 – Tempo de aquecimento necessário para temperatura interna se igualar à externa, para concreto preparado com basalto ($T_{m\acute{a}x} = 600^{\circ}\text{C}$).....	99
Figura 4.12 – Tempo de aquecimento necessário para a temperatura interna se igualar à externa, para concreto preparado com calcário ($T_{m\acute{a}x} = 300^{\circ}\text{C}$).....	100
Figura 4.13 – Tempo de aquecimento necessário para temperatura interna se igualar à externa, para concreto preparado com calcário ($T_{m\acute{a}x} = 600^{\circ}\text{C}$).....	100
Figura 5.1 – Resistência à compressão em função do tipo de agregado, temperatura	

máxima e tipo de resfriamento; (a) $T_{máx} = 300^{\circ}\text{C}$ e (b) $T_{máx} = 600^{\circ}\text{C}$	104
Figura 5.2 – Resistência à tração em função do tipo de agregado, temperatura máxima e tipo de resfriamento; (a) $T_{máx} = 300^{\circ}\text{C}$ e (b) $T_{máx} = 600^{\circ}\text{C}$	106
Figura 5.3 – Módulo de elasticidade de tração em função do tipo de agregado, temperatura máxima e tipo de resfriamento; (a) $T_{máx} = 300^{\circ}\text{C}$ e (b) $T_{máx} = 600^{\circ}\text{C}$	108
Figura 5.4 – Recuperação da resistência à compressão para os corpos-de-prova envolvidos em filme plástico para as três misturas nas idades adotadas. (a) $T_{máx} = 300^{\circ}\text{C}$ e (b) $T_{máx} = 600^{\circ}\text{C}$	110
Figura 5.5 – Recuperação da resistência à compressão para os corpos-de-prova expostos ao ar para as três misturas nas idades adotadas. (a) $T_{máx} = 300^{\circ}\text{C}$ e ...	111
Figura 5.6 - Recuperação da resistência à compressão para os corpos-de-prova imerso em água para as três misturas nas idades adotadas. (a) $T_{máx} = 300^{\circ}\text{C}$ e.....	113
Figura 5.7 - Recuperação da resistência à tração para os corpos-de-prova envolvidos em filme plástico para as três misturas nas idades adotadas. (a) $T_{máx} = 300^{\circ}\text{C}$ e	114
Figura 5.8 - Recuperação da resistência à tração para os corpos-de-prova expostos ao ar para as três misturas nas idades adotadas. (a) $T_{máx} = 300^{\circ}\text{C}$ e.....	116
Figura 5.9 - Recuperação da resistência à tração para os corpos-de-prova imerso em água para as três misturas nas idades adotadas. (a) $T_{máx} = 300^{\circ}\text{C}$ e.....	117
Figura 5.10 – Módulo de elasticidade para os corpos-de-prova envolvidos em filme plástico para as três misturas nas idades adotadas. (a) $T_{máx} = 300^{\circ}\text{C}$ e.....	119
Figura 5.11 - Módulo de elasticidade para os corpos-de-prova expostos ao ar para as	

três misturas nas idades adotadas. (a) $T_{máx} = 300^{\circ}\text{C}$ e.....	120
Figura 5.12 - Módulo de elasticidade para os corpos-de-prova imersos em água para as três misturas nas idades adotadas. (a) $T_{máx} = 300^{\circ}\text{C}$ e.....	122
Figura 6.1 – Resultados experimentais obtidos, de resistência à compressão (a) e de módulo de elasticidade (b), comparados com valores de referência padronizados por códigos normativos nacionais e internacionais.	128
Figura 6.2 – Redução da resistência à compressão em função do tipo de resfriamento.	131
Figura 6.3 - Evolução da Resistência à Compressão, do Concreto Preparado com Argila Expandida, em Função da Idade e do Procedimento de Reidratação.	132
Figura 6.4 - Evolução da Resistência à Compressão, do Concreto Preparado com Basalto, em Função da Idade e do Procedimento de Reidratação.	133
Figura 6.5 - Evolução da Resistência à Compressão, do Concreto Preparado com Calcário, em Função da Idade e do Procedimento de Reidratação.	133

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Correspondência em potencial calorífico em madeira e duração da resistência (adap. NBR 5627 (ABNT, 1980)).	21
Tabela 2.2 -Valores das relações $f_{c,\theta}/f_{ck}$ e $E_{c,\theta}/E_c$ para concretos de massa específica normal (2000kg/m ³ a 2800kg/m ³) preparados com agregados predominantemente silicosos e calcários (NBR 15200 (ABNT, 2004)).	24
Tabela 2.3 - Curvas de Temperatura x Tempo (ISO 834 (1999) e ASTM E-119 (2000)).	33
Tabela 2.4 - Cobrimento mínimo necessário para elementos estruturais, com diferentes tipos de agregados, sujeitos ao fogo – (ACI-216.1 (1997)).	36
Tabela 2.5 – Valores de condutividade térmica para concretos com diferentes tipos de agregados (MEHTA & MONTEIRO (1994)).	41
Tabela 2.6 – Valores de difusividade térmica para concreto com diferentes agregados (MEHTA & MONTEIRO (1994)).	41
Tabela 2.7 – Variações nas amostras de CAR para diminuir os riscos de explosõesno concreto (HERTZ (1992)).	56
Tabela 4.1 – Composição química do cimento CP V ARI RS.	80
Tabela 4.2 – Caracterização físico-mecânica do cimento CP V ARI RS.	80

Tabela 4.3 – Ensaio de resistência à compressão (MPa).	81
Tabela 4.4 – Ensaio físico em agregados – Areia Fina.	81
Tabela 4.5 – ensaio físico em agregados – Pedrisco Misto.	82
Tabela 4.6 – Análise petrográfica do pedrisco misto e da brita (calcário para preparo de uma mistura de concreto).....	83
Tabela 4.7 – Ensaio físico em agregados – Argila Expandida.	86
Tabela 4.8 – Análise química da argila expandida.	87
Tabela 4.9 – Ensaio físico em agregados – Basalto.	88
Tabela 4.10 – Análise petrográfica do basalto.	89
Tabela 4.11 – Ensaio físico em agregados – Calcário.	89
Tabela 4.12 – Análise química da água.	91
Tabela 4.13 – Variação de resistência à compressão do cimento CP V ARI RS.	93
Tabela 4.14 - Avaliação de traço de concreto com agregado argila expandida.	95
Tabela 4.15 – Avaliação de traço de concreto com agregado basalto	95
Tabela 4.16 – Avaliação de traço de concreto com agregado calcário	95
Tabela 4.17 – Patamar de aquecimento para cada mistura de concreto, para as temperaturas máximas de 300°C e 600°C.....	101

Tabela 5.1 – Resistência à compressão das três misturas de concreto que não foram aquecidas – valores adotados como padrão em porcentagem (100%).	103
Tabela 5.2 – Resistência à tração das três misturas de concreto que não foram aquecidas – valores adotados como padrão em porcentagem (100%).	105
Tabela 5.3 – Módulo de elasticidade das três misturas de concreto que não foram aquecidas – valores adotados como padrão em porcentagem (100%).	107

RESUMO

Este trabalho trata da influência do tipo de agregado nas propriedades mecânicas do concreto não armado, quando submetido a temperaturas elevadas, avaliando as prováveis alterações na resistência à compressão, resistência à tração e no módulo de elasticidade. Apresenta-se um estudo experimental da influência dos três agregados escolhidos, argila expandida, basalto e calcário no comportamento do concreto submetido às temperaturas de 300°C e 600°C. Moldaram-se corpos-de-prova com os agregados escolhidos, utilizando misturas usuais da região de Campinas – SP, de dimensões 10cm x 20cm, onde procurou-se manter como parâmetro fixo a relação água/cimento para as três misturas. Através das propriedades mecânicas procurou-se avaliar o efeito do resfriamento rápido e lento após aquecimento, e a provável recuperação das mesmas pelo processo de reidratação do concreto. A reidratação foi feita com parte dos corpos-de-prova imersos em água, parte envolvida em filme plástico e parte exposta à temperatura e a umidade ambiente. Os ensaios para avaliar a resistência à compressão, a resistência à tração e o módulo de elasticidade, foram realizados para as idades de 7, 28, 56 e 112 dias. Os resultados obtidos, de maneira geral, comprovaram o decréscimo nas propriedades mecânicas avaliadas, indicado por normatização internacional em situação de incêndio. Foi comprovado o efeito prejudicial do resfriamento rápido e, por outro lado, foi quantificada a recuperação nas propriedades mecânicas avaliadas, provenientes da reidratação. Os resultados desta pesquisa, em sua grande maioria, são inéditos e serão de grande valia ao meio técnico nacional, carente de informações deste tipo.

Palavras-chave: *Concreto; Agregado; Altas temperaturas; Resfriamento lento; Resfriamento rápido; Resistência mecânica; Reidratação*

ABSTRACT

This work deals with aggregate types influence in mechanical properties of the concrete submitted to high temperatures, evaluating the probable alterations to compression and tension resistances and elasticity module. An experimental study of the three chosen aggregates influence is presented, expanded clay, basalt and limestone in the concrete behavior submitted to 300°C and 600°C temperatures. Samples were molded with the chosen aggregates, using usual mixtures in the region of Campinas –SP - Brazil with 10cm x 20cm dimensions, where it was maintained as a fixed parameter, the water-cement relation for the three mixtures. Through mechanical properties, the effect of quick and slow cooling after the heating, and their probable recuperation by the concrete re-hydration process is evaluated. The re-hydration was done with part of samples immersed in water, and part of it evolved in plastic and the other part exposed to room temperature and moisture. The tests to evaluate mechanical properties were accomplished for the ages of 7, 28, 56 and 112 days. The results proved the decrease in mechanical properties, tensile strength, compressive strength and modulus of elasticity, indicated in international standards to concrete behavior under fire effect. It was showed the injurious effect of cooled rapidly and on the other hand, it was evaluated the re-hydration contribution in residual mechanical properties. The results of this study are previously unpublished and they will be important for means of technical, lacking of these informations.

Keywords: *Concrete; Aggregate; High temperatures; Slow cooling; Quick cooling; Mechanical resistance; Re-hydration.*

1. INTRODUÇÃO

1.1. OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho foi obter informações sobre a influência do tipo de agregado no comportamento do concreto não armado em situação de incêndio, avaliando em laboratório o decréscimo, após o aquecimento, na resistência à compressão, na resistência à tração e no módulo de elasticidade, de corpos-de-prova cilíndricos. A relação água/cimento foi mantida constante, prevista em 0,567 para as três misturas de concreto, obtida através de estudos de dosagem.

Como objetivos secundários, mas igualmente importantes, destaca-se a avaliação da influência do resfriamento rápido e da reidratação, respectivamente, no decréscimo e na recuperação das propriedades mecânicas dos concretos em estudo.

1.2. JUSTIFICATIVAS

Recentemente tem-se visto um crescente interesse dos pesquisadores nacionais sobre o efeito do fogo sobre estruturas de concreto. Centros de pesquisa de São Paulo (UNICAMP – USP), do Rio de Janeiro (UFRJ), de Minas Gerais (UFOP) e do Rio Grande do Sul (UFRGS) estão obtendo importantes resultados que, certamente, contribuirão para um melhor entendimento do comportamento de estruturas de concreto em situação de incêndio.

Das pesquisas nacionais em andamento, poucas tem caráter experimental. Certamente este reduzido volume de dados experimentais sobre o tema pode ser justificado pela inexistência de laboratórios convenientemente equipados para a avaliação do efeito do fogo nas estruturas de concreto.

Uma opção seria a extrapolação de resultados experimentais obtidos em centros de pesquisa internacionais. Mas esta opção teria eficiência duvidosa, devido a dificuldades ao serem consideradas as condições inerentes de um país de dimensões como o nosso e, ao elevado número de variáveis envolvidas no problema, destacando-se a umidade do concreto, a relação água/cimento na mistura, o tipo de agregado, o tempo de exposição, a temperatura de aquecimento e taxa de resfriamento.

Qualquer alteração das variáveis citadas pode resultar em diferenças significativas nos resultados dos trabalhos de pesquisas similares sobre o assunto. Diante disto, quanto maior for o número de resultados obtidos, mais adequada será a normatização nacional sobre o efeito do fogo no concreto. Uma vez que a maioria dos códigos normativos internacionais relaciona o decréscimo de resistência de concretos aquecidos em função, unicamente, do tipo de agregado, é natural neste trabalho a opção pela avaliação deste parâmetro.

A avaliação da influência do resfriamento rápido e, da mesma forma, da reidratação pode ser justificada pela ausência de resultados nacionais e, raros internacionais sobre o assunto. No caso de intervenções de combate à incêndios, o resfriamento rápido é de ocorrência usual

1.3. APRESENTAÇÃO

Esta dissertação foi estruturada em sete capítulos. O primeiro capítulo faz uma introdução ao trabalho, com o objetivo da pesquisa e uma justificativa para seu

desenvolvimento.

O segundo capítulo trata do incêndio, apresentando algumas definições e evolução. O efeito do fogo nas propriedades analisadas nesta pesquisa, resistência à compressão, resistência à tração e no módulo de elasticidade, também são avaliados neste capítulo. Procurou-se fazer uma introdução sobre os principais fatores que influenciam o comportamento do concreto ao ser submetido ao fogo e, por último, um estudo mais específico sobre a influência do tipo de agregado, baseado em literatura nacional e internacional e normas sobre o assunto.

O terceiro capítulo mostra a metodologia utilizada e os materiais envolvidos na pesquisa: concreto feito com agregado argila expandida, concreto feito com agregado basalto e concreto com agregado calcário.

Os ensaios experimentais preliminares desta pesquisa são descritos no quarto capítulo. Os resultados obtidos através dos ensaios de ruptura padronizados são apresentados no quinto capítulo, com observações e conclusões pertinentes a eles.

As análises dos resultados do trabalho são relatadas no sexto capítulo, onde são comparados com os resultados obtidos pelo American Concrete Institute ACI 216R-89 (1996) e com as especificações da Associação Brasileira de Normas Técnicas através da NBR 15200 (2004). Apresenta-se também uma comparação dos resultados com os de outros pesquisadores sobre o assunto.

As conclusões deste trabalho de pesquisa são apresentadas no sétimo capítulo. A bibliografia, tanto referenciada quanto a consultada, são apresentadas ao final deste trabalho.

2. EFEITO DO FOGO

Nesta etapa apresentam-se alguns conceitos inerentes ao efeito do fogo no concreto, bem como um estudo da normatização nacional e internacional sobre o tema em questão.

2.1. INCÊNDIO

Para combater o fogo emprega-se água lançada sob pressão na superfície dos elementos em chamas. Porém os materiais absorvem calor e dilatam-se. A água por sua vez, produz resfriamentos e contrações repentinas que provocam fissuras. Portanto, se faz necessário conhecer a evolução de um incêndio para que seja possível utilizar o melhor modo para extingui-lo.

Para isso alguns conceitos básicos sobre incêndio serão discutidos.

2.1.1 DEFINIÇÃO DE FOGO

O fogo pode ser definido como um fenômeno físico-químico onde se tem lugar uma reação de oxidação com emissão de calor e luz.

Devem existir quatro componentes para que ocorra o fenômeno do fogo:

- a) Combustível

- b) Comburente (oxigênio)
- c) Calor
- d) Reação em Cadeia

Os meios de extinção se utilizam deste princípio, pois agem por meio da inibição de um dos componentes para apagar um incêndio.

O combustível pode ser definido como qualquer substância capaz de produzir calor por meio da reação química e o comburente – substância que alimenta a reação química, sendo mais comum o oxigênio.

O calor pode ser definido como uma forma de energia que se transfere de um sistema para outro em virtude de uma diferença de temperatura. Ele se distingue das outras formas de energia porque, como o trabalho, só se manifesta num processo de transformação. O calor, por sua vez, pode ter como fonte a energia elétrica, o cigarro aceso, os queimadores a gás, a fricção ou mesmo a concentração da luz solar através de uma lente.

O fogo se manifesta diferentemente em função da composição química do material; mas, por outro lado, um mesmo material pode queimar de modo diferente em função da sua superfície específica, das condições de exposição ao calor, da oxigenação e da umidade contida.

2.1.2. EVOLUÇÃO DO INCÊNDIO

A evolução do incêndio em um local pode ser representada por um ciclo com três fases características, ilustradas na Figura 2.1 :

- a) Fase Inicial de Elevação Progressiva da Temperatura (Ignição);

- b) Fase de Aquecimento;
- c) Fase de Resfriamento e Extinção.

A primeira fase inicia-se como ponto de inflamação inicial e caracteriza-se por grandes variações de temperatura de ponto a ponto, ocasionadas pela inflamação sucessiva dos objetos existentes no recinto.

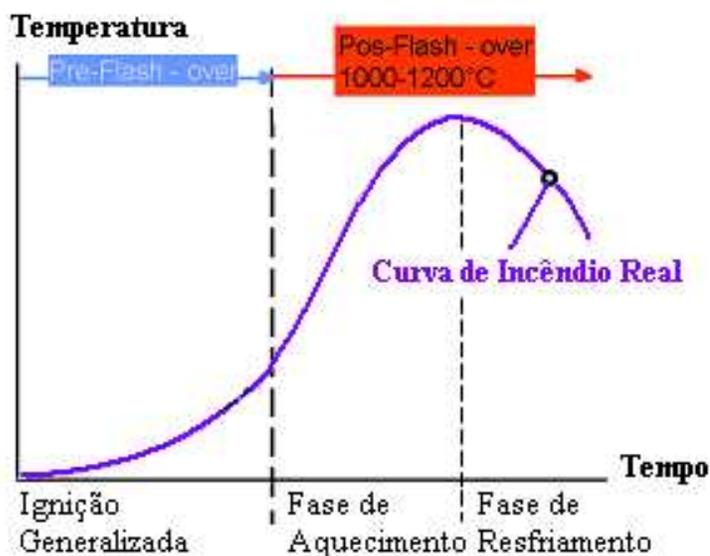


Figura 2.1 – Curva de Incêndio Real.

Normalmente os materiais combustíveis (materiais passíveis de se ignizarem) e uma variedade de fontes de calor coexistem no interior de uma edificação. A manipulação acidental destes elementos é, potencialmente, capaz de criar uma situação de perigo. Os focos de incêndio, deste modo, originam-se em locais onde fontes de calor e materiais combustíveis são encontrados juntos, de tal forma que ocorrendo a decomposição do material pelo calor são desprendidos gases que podem se inflamar.

Considerando-se que diferentes materiais combustíveis necessitam receber

diferentes níveis de energia térmica para que ocorra a ignição é necessário que as perdas de calor sejam menores que a soma de calor proveniente da fonte externa e do calor gerado no processo de combustão.

Neste sentido, se a fonte de calor for não for suficiente, ou a massa do material a ser ignizado for grande, ou, ainda, a sua temperatura de ignição for muito alta, somente irão ocorrer danos locais sem a evolução do incêndio.

Se a ignição definitiva for alcançada, o material continuará a queimar desenvolvendo calor e produtos de decomposição. A temperatura subirá progressivamente, acarretando a acumulação de fumaça e outros gases e vapores junto ao teto.

Há, neste caso, a possibilidade de o material comprometido queimar totalmente sem proporcionar o envolvimento do resto dos materiais contidos no ambiente ou dos materiais constituintes dos elementos da edificação. De outro modo, se houver caminhos para a propagação do fogo, através de convecção ou radiação, em direção aos materiais presentes nas proximidades, ocorrerá simultaneamente a elevação da temperatura do recinto e o desenvolvimento de fumaça e gases inflamáveis.

Com a evolução do incêndio e a oxigenação do ambiente, através de portas e janelas, o incêndio ganhará ímpeto; os materiais passarão a serem aquecidos por convecção e radiação ocorrendo a “inflamação generalizada – Flash Over”, que se caracteriza pelo envolvimento total do ambiente pelo fogo e pela emissão de gases inflamáveis através de portas e janelas.

O tempo gasto para o incêndio alcançar o ponto de inflamação generalizada é relativamente curto e depende, essencialmente, dos revestimentos e acabamentos utilizados no ambiente de origem, embora as circunstâncias em que o fogo comece a se desenvolver exerçam grande influência.

A possibilidade de um foco de incêndio extinguir ou evoluir para um grande incêndio depende, basicamente dos seguintes fatores:

- a) quantidade, volume e espaçamento dos materiais combustíveis no local;
- b) tamanho e situação das fontes de combustão;
- c) área e local das janelas;
- d) velocidade e direção do vento;
- e) dimensões do local sujeito ao fogo.

Se estes fatores criarem condições favoráveis ao aumento do fogo, a inflamação generalizada irá ocorrer e todo o compartimento será envolvido pelo fogo. A partir daí, o incêndio irá se propagar para outros compartimentos da edificação, seja por convecção de gases quentes no interior do compartimento ou através do exterior, na medida em que as chamas que saem pelas aberturas (portas e janelas) podem transferir fogo para o pavimento superior, quando este existir, principalmente através das janelas superiores.

Com o consumo do combustível existente no local ou decorrente da falta de oxigênio, o fogo pode diminuir de intensidade, entrando na fase de resfriamento e conseqüente extinção.

2.1.3. TRANSMISSÃO DE CALOR

Os fatores que contribuem para a evolução de um incêndio, citados anteriormente, estão relacionados com a transmissão de calor que ocorre de três formas fundamentais:

- a) por condução, ou seja, através de um material sólido de uma região de temperatura elevada em direção a uma outra

região de baixa temperatura;

- b) por convecção, ou seja, por meio de um fluido líquido ou gás, entre dois corpos submersos no fluido, ou entre um corpo e o fluido;
- c) por radiação, ou seja, por meio de um gás ou do vácuo, na forma de energia radiante.

Em um incêndio as três formas geralmente são concomitantes, embora em determinado momento uma delas seja predominante.

2.1.4. INFLUÊNCIA DO CONTEÚDO DE COMBUSTÍVEL

O desenvolvimento e a duração de um incêndio são influenciados pela quantidade de combustível a queimar. Assim, a duração é determinada dividindo-se a quantidade de combustível pela taxa ou velocidade de combustão, de acordo com cada material.

Portanto, pode-se definir um parâmetro que exprime o potencial calorífico, que é a quantidade de energia térmica que pode ser liberada pela queima do material combustível existente em um ambiente. Pelo fato de existirem materiais variados com potenciais caloríficos diferentes, é necessário uma unidade comum para todos.

Para isso tem-se usado a madeira como material de referência para cálculo pois, transformam-se todos os materiais combustíveis em quilos de madeira por metro quadrado de área de piso.

No potencial calorífico, também estão incluídos os componentes de construção, tais como revestimentos de piso, forro, paredes, divisórias etc. (denominada carga de incêndio incorporada), e todo o material depositado na edificação, tais como peças de mobiliário, elementos de decoração, livros, papéis, peças de vestiário e materiais de

consumo (denominada carga de incêndio temporal).

O potencial calorífico em kg/m^2 de madeira tem servido os códigos de edificações do mundo inteiro como processo de classificação dos edifícios.

2.1.5. INFLUÊNCIA DA VENTILAÇÃO

Durante um incêndio o calor pode produzir gases que são gerados pelos materiais combustíveis. Estes gases são, em decorrência da variação de temperatura interna e externa a edificação, mais ou menos densos que o ar. Esta diferença de temperatura provoca um movimento ascensional dos gases que são paulatinamente substituídos pelo ar que adentra a edificação por meio das janelas e portas.

Em resumo, a taxa de combustão de um incêndio pode ser determinada pela velocidade do suprimento de ar, estando implicitamente relacionada com a quantidade de combustível e sua disposição da área do ambiente em chamas e das dimensões das aberturas existentes na edificação.

A duração de um incêndio pode ser prevista com base no potencial calorífico e na influência da ventilação. No caso de incêndios sem restrição para a entrada de ar (grandes aberturas), Ingberg (1928) mostrou que a duração do incêndio pode ser determinada pela Equação 2.1:

$$D=1,3W \quad (2.1)$$

As variáveis são,

D = duração do incêndio em minutos;

W = potencial calorífico (kg/m^2 de madeira)

No caso de incêndios com baixa ventilação (pequenas aberturas), Sekine e Kawagoe (1963) *apud* Landi (1986), mostraram que a intensidade de combustão pode ser determinada pela Equação 2.2:

$$R=5,5A_j\sqrt{H} \quad (2.2)$$

As variáveis são,

R = combustão do material combustível (kg/m);

A_j = área total das aberturas (m²)

H = altura média das aberturas (m)

2.1.6. MATERIAIS COMBUSTÍVEIS

Embora os materiais combustíveis contidos no edifício e constituintes do sistema construtivo possam ser responsáveis pelo início do incêndio, muito freqüentemente são os materiais contidos no edifício que se ignizam em primeiro lugar.

À medida que as chamas se espalham sobre a superfície do primeiro objeto ignizado e, talvez, para outros objetos contíguos, o processo de combustão torna-se mais fortemente influenciado por fatores característicos do ambiente.

Os materiais combustíveis existentes no compartimento, aquecidos por convecção e radiação, emitirão gases inflamáveis. Isto levará a uma inflamação generalizada e todo o ambiente tornar-se-á envolvido pelo fogo, sendo que e os gases que não queimam serão emitidos pelas aberturas do compartimento.

O controle da quantidade de materiais combustíveis incorporados aos elementos construtivos apresenta dois objetivos distintos. O primeiro é dificultar a

ocorrência da inflamação generalizada no local em que o incêndio se origina. O segundo, considerando que a inflamação generalizada tenha ocorrido, é o de limitar a sua evolução além do ambiente em que se originou.

Com relação ao primeiro objetivo, a utilização de revestimentos combustíveis, capazes de contribuir para o desenvolvimento do incêndio ao sofrerem a ignição, deve ser reduzida pois, outros objetos combustíveis podem contribuir para um aumento da carga de incêndio.

Com relação ao segundo objetivo, quanto maior for a quantidade de materiais combustíveis envolvidos no incêndio maior severidade este poderá assumir, aumentando assim o seu potencial de causar danos e a possibilidade de se propagar para outros ambientes do edifício.

A segurança contra incêndio não é absoluta, ela consiste em reduzir os riscos mediante uma série de medidas que aplicadas em conjunto permitem obter boa segurança, tanto para as pessoas quanto para a estrutura exposta ao fogo. Uma das propriedades essenciais que exigem as normas, ISO 834 (1999), ASTM E-119 (2000) e NBR 5627 (ABNT, 1980), é a resistência ao fogo dos elementos de concreto, em função de sua estabilidade.

2.2. EFEITO DO FOGO NO CONCRETO

2.2.1. HISTÓRICO

Desde o patenteamento do cimento portland, em 1824 por Joseph Aspdin, na Inglaterra, e sua difusão como aglomerante hidráulico, o concreto tem sido um dos

materiais mais utilizados na construção civil mundial (KATTAR (1999)).

A grande aceitação do concreto deve-se a muitos fatores, como a disponibilidade e baixo custo dos materiais que o constitui, facilidade de execução, adaptação a quase todo tipo de forma e durabilidade elevada. Entretanto, um concreto submetido a ação de incêndio apresenta lascamento superficial e o principal inconveniente disso, segundo Landi (1986) é a exposição da armadura.

Portanto, os estudos realizados a fim de avaliar o comportamento do concreto exposto às situações de incêndio não poderiam deixar de integrar o conjunto de pesquisas sobre este material. Alguns pesquisadores internacionais, desde o início do século passado, contribuíram para um melhor entendimento deste comportamento e de seus materiais. Pois, o concreto sendo um material heterogêneo apresenta suas características físicas dependentes dos materiais que o compõem.

Apesar das estruturas de concreto apresentarem boa resistência ao fogo, devido as características térmicas dos materiais que o compõem, o aumento de temperatura nos elementos causa uma redução da resistência e do módulo de elasticidade dos materiais, e isto provoca na estrutura uma perda de rigidez (SOUZA e MORENO (2003)).

2.2.2. RESISTÊNCIA AO FOGO E TEMPO REQUERIDO DE RESISTÊNCIA AO FOGO (TRRF)

Uma vez que o incêndio atingiu a fase de ignição generalizada, os elementos construtivos no entorno de fogo estarão sujeitos à exposição de intensos fluxos de energia térmica. A capacidade dos elementos estruturais de suportar por determinado período tal ação, que se denomina de resistência ao fogo, permite preservar a estabilidade estrutural do edifício.

Durante o incêndio a estrutura do edifício como um todo estará

sujeita a esforços decorrentes de deformações térmicas, e os seus materiais constituintes estarão sendo afetados (perdendo resistência) por atingirem temperaturas elevadas.

O efeito global das mudanças promovidas pelas altas temperaturas alcançadas nos incêndios sobre a estrutura do edifício, traduz-se na diminuição progressiva da sua capacidade portante. Durante este processo pode ocorrer que, em determinado instante, o esforço atuante em uma seção se iguale ao esforço resistente, podendo ocorrer o colapso do elemento estrutural.

Os objetivos principais de garantir a resistência ao fogo dos elementos estruturais são:

- a) possibilitar a saída dos ocupantes da edificação em condições de segurança;
- b) Garantir condições razoáveis para o emprego de socorro público, onde se permita o acesso operacional de viaturas, equipamentos e seus recursos humanos, com tempo hábil para exercer as atividades de salvamento (pessoas retidas) e combate a incêndio (extinção);
- c) Evitar ou minimizar danos ao próprio prédio, a edificações adjacentes, à infra-estrutura pública e ao meio ambiente.

Em resumo, as estruturas dos edifícios, principalmente as de grande porte, independentemente dos materiais que as constituam, devem ser dimensionadas, de forma a possuírem resistência ao fogo compatível com a magnitude do incêndio que possam vir a ser submetidas.

A capacidade que um material ou elemento estrutural tem para permanecer durante determinado tempo, sob a ação de um incêndio, exercendo as funções para os quais foi projetado, mostra a idéia de resistência ao fogo, de acordo com o American

Concrete Institute através da ACI 216R-89 (1996).

A resistência ao fogo de um elemento ou material é medida seguindo o método normatizado pela ISO 834 (1999). A ação do fogo produz-se segundo um programa teórico padrão de elevação de temperatura que se faz de acordo com a Equação 2.1:

$$T - T_0 = 345 \log(8t + 1) \quad (2.3)$$

As variáveis são,

T = temperatura no instante t (°C)

T_0 = temperatura inicial (°C)

t = tempo em minutos

A representação gráfica da Equação 2.1 é apresentada pela Figura 2.2, que é utilizada para ensaios de aquecimento de elementos de concreto em laboratório.

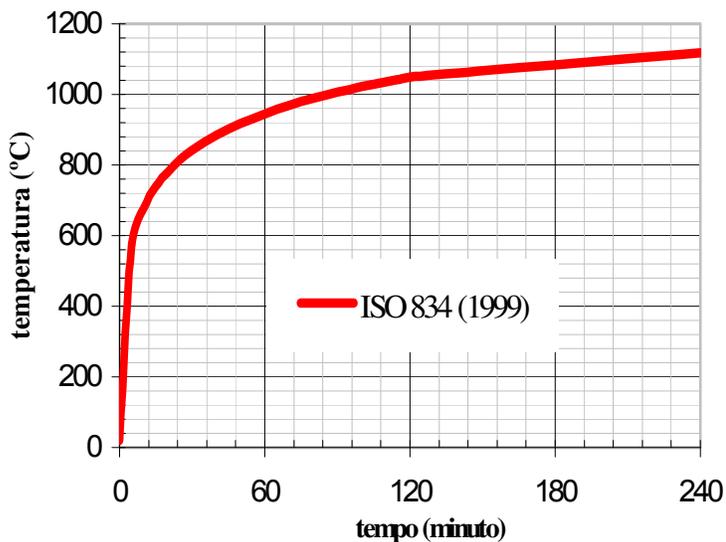


Figura 2.2– Curva Padrão – Temperatura x Tempo (ISO 834 (1999)).

Pelo programa temperatura x tempo padrão, a duração da resistência ao fogo de um material ou elemento de concreto pode ser determinada de três maneiras:

- a) por meio da resistência mecânica em função da temperatura para a qual é submetido o elemento enquanto está sob a ação de suas condições de uso, verificando-se suas deformações e o instante em que ocorre seu colapso, ou seja, sua incapacidade para resistir às cargas previstas;
- b) diante da estanqueidade do elemento, observando-se a passagem de chamas ou gases através de fissuras ou buracos produzidos pelo fogo;
- c) Por isolamento térmico: neste caso, submete-se uma face do elemento ao programa térmico padrão e observa-se a elevação de temperatura na face não exposta, para verificar se o elemento está dentro dos limites preestabelecidos, pois cabe a ele evitar que os outros materiais entrem em ignição. Em geral, toma-se como limite de temperatura média T_m e máxima T_{max} , na face oposta ao fogo, em relação à temperatura ambiente T_a , as Equações 2.4 e 2.5.

$$T_m \leq T_a + 140^\circ\text{C} \quad (2.4)$$

$$T_{max} \leq T_a + 180^\circ\text{C} \quad (2.5)$$

Quando o componente desempenhar funções estruturais e de vedação os três fatores devem ser atendidos simultaneamente; se as funções forem apenas estruturais será suficiente que atenda ao primeiro fator, que pode ser dispensado se o componente for apenas de vedação.

De acordo com Rosso (1978), a resistência é determinada pelo menor tempo registrado que é de 30 minutos. Vale sempre observar, no entanto, que as condições de ensaio não correspondem às condições efetivas de um incêndio.

Na prática, a norma da ISO 834 (1999) de resistência ao fogo pode ser considerada como básica e aceita universalmente como método padrão temperatura x tempo. No entanto os resultados obtidos em um ensaio através da Curva Padrão, em geral, não correspondam às condições nas quais um incêndio se desenvolve, assim é necessária uma equivalência entre a relação temperatura x tempo teórica e a real, como mostra a Figura 2.3.

Todas as conclusões com base nas curvas de Incêndio Real e da ISO 834 (1999) devem ser analisadas com muito cuidado, pois o incêndio padrão não corresponde ao comportamento real de um incêndio, como já foi enfatizado.

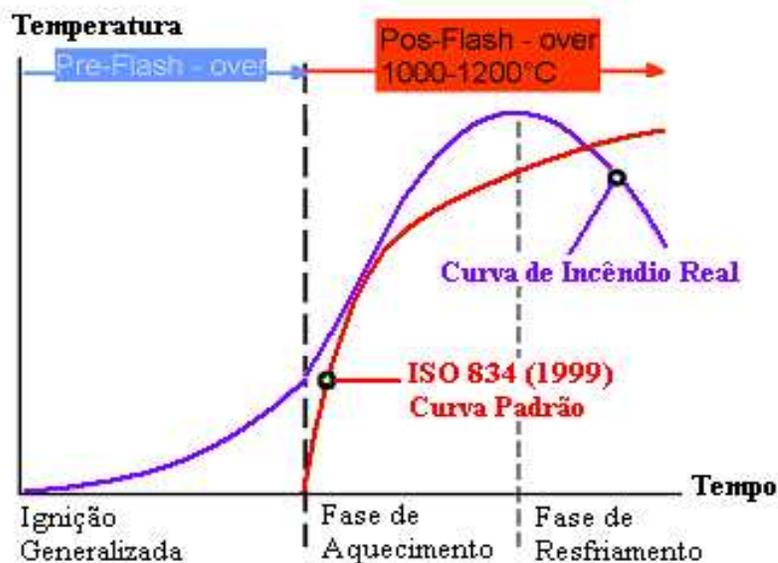


Figura 2.3 – Comparação entre a Curva de Incêndio Real e a Curva Padrão ISO 834 (1999).

Analisando as curvas, anteriormente ilustradas, pode-se perceber que após a fase de ignição generalizada, onde começa a fase de aquecimento, a curva real atinge o valor máximo de temperatura em um tempo inferior ao que a curva padrão apresenta. Outra deficiência da curva padrão é que esta não apresenta a fase inicial, de ignição, ou seja, o material submetido ao incêndio parte da fase de aquecimento e não passa pela

fase de resfriamento.

O incêndio é modelado por expressões que relacionam o crescimento da temperatura dos gases quentes do compartimento, com o tempo de duração do incêndio. A curva padrão para materiais celulósicos (ISO 834 e ASTM E-119) é mundialmente difundida por meio de códigos normativos.

Na América do Norte, a curva padrão, também é representada pela tabela da American Society for Testing and Materials, através da ASTM E-119 (2000), através da curva temperatura x tempo mostrada na Figura 2.4. A curva foi adotada em 1918 e é proveniente de uma proposta do UL – Underwriters Laboratory Inc., Columbia University e do NBS – National Bureau of Standards, que utilizava tal curva para a fase de aquecimento dos ensaios de pilares que estavam sendo feitos na época.

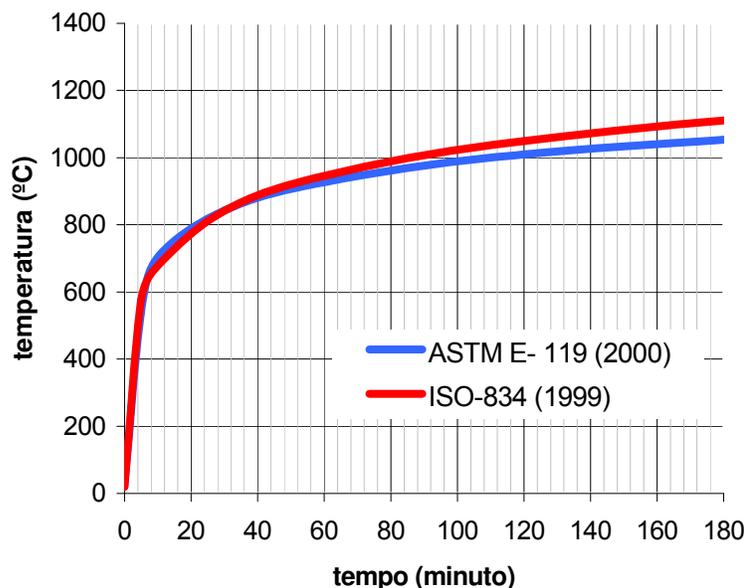


Figura 2.4 - Comparação entre Curva Padrão ISO 834 e Curva Padrão ASTM E-119.

Os compartimentos com predominância de materiais inflamáveis (gasolina, querosene, diesel) são avaliados adotando curvas padronizadas para materiais

hidrocarbonetos, tais como UL 1709 (E.U.A.), “H” – Hydrocarbon Curve (União Européia), RWS (Países Baixos) e RABT (Alemanha e Japão).

Algumas curvas adotadas por diversos países são apresentadas na Figura 2.5.

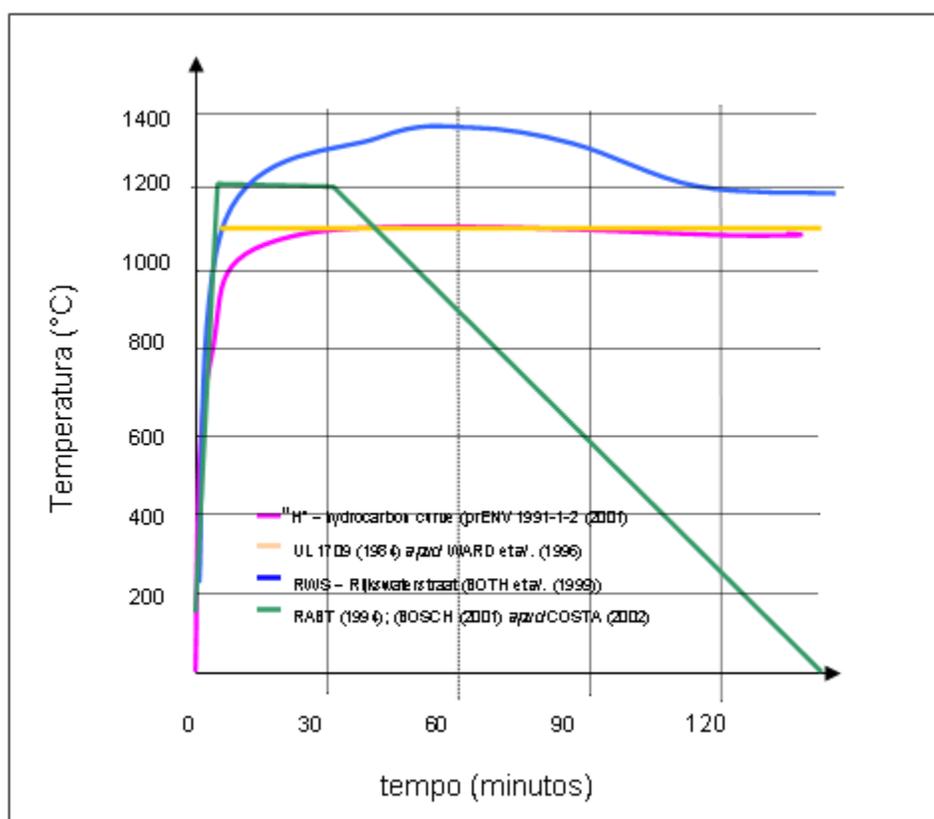


Figura 2.5 - Curvas Temperatura x Tempo padronizadas para materiais hidrocarbonetos indicadas em normas internacionais (COSTA (2002)).

No entanto, as análises mais realistas são obtidas por meio de curvas conhecidas como “curvas naturais” que descrevem o incêndio tanto na fase de aquecimento quanto na fase de resfriamento, como já foi citado e ilustrado anteriormente.

A Figura 2.6 apresenta curvas naturais idealizadas por Pettersson et al. (1976). Elas foram parametrizadas por características do compartimento, tais como: ventilação,

aberturas, características dos materiais combustíveis e características térmicas do material constituinte do compartimento.

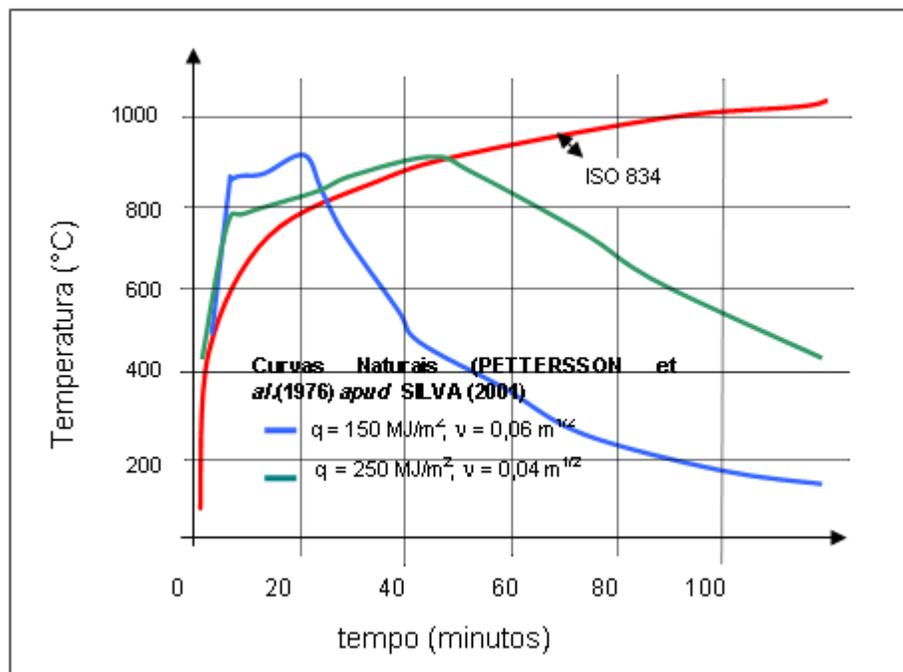


Figura 2.6 - Curva Padrão e Curvas Naturais parametrizadas pela carga de incêndio (q) e o fator de aberturas (v), ambas para materiais celulósicos (SILVA (2001)).

Nas curvas naturais, a velocidade de elevação da temperatura é maior, as temperaturas máximas podem ser superior àquelas obtidas por meio da curva-padrão e por isso são referidas como “SDHI fire” – short duration high intensity fire.

2.2.3. NORMALIZAÇÃO NACIONAL

No Brasil já houve norma exclusiva para as estruturas de concreto em situação de incêndio – NBR 5627 (ABNT, 1980) – “*Exigências particulares das obras de concreto*”

armado e protendido em relação à resistência ao fogo”.

Nesta norma a carga de incêndio era considerada como uma quantificação do potencial destrutivo do fogo, valores estes apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Correspondência em potencial calorífico em madeira e duração da resistência (adap. NBR 5627 (ABNT, 1980)).

Potencial calorífico em madeira (kg/m ²)	Duração de resistência ao fogo (minutos)
30	F60
60	F120
90	F180
120	F240
30	F60
60	F120
90	F180
120	F240

A carga de incêndio em um projeto estrutural pode ser determinada em cada compartimento separadamente, mas isto é possível somente se for feita uma avaliação sobre as características da edificação, a área total de piso, número e altura dos compartimentos e os materiais de revestimento que serão utilizados em cada compartimento.

Porém, esta norma foi cancelada em 2001 e substituída pelo Anexo B do texto da revisão da NBR 6118 (ABNT, 2001). Posteriormente, este anexo foi suprimido da versão final da NBR 6118 (ABNT, 2003).

A NBR 5628 (ABNT, 2001) – *“Componentes Construtivos Estruturais – Determinação da Resistência ao Fogo”*, apresenta um método de ensaio destinado a determinar a resistência ao fogo de componentes construtivos estruturais como

paredes, lajes, pilares e vigas.

Atualmente a NBR 14432 (ABNT, 2001) – “*Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações*”, apresenta as condições que devem ser atendidas pelos elementos estruturais e de compartimentação (são espaços construídos para evitar a propagação do incêndio de dentro para fora dos seus limites), que integram os edifícios para que em situações de incêndio seja evitado o colapso estrutural. A ação correspondente a um incêndio pode ser representada por um intervalo de tempo de exposição ao incêndio-padrão. Esse intervalo de tempo chamado de tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF) é definido a partir das características da construção e do seu uso.

O calor transmitido à estrutura neste intervalo de tempo (TRRF) gera em cada elemento estrutural um distribuição de temperatura. Este processo resulta na redução da resistência dos materiais e da capacidade dos elementos estruturais.

O método térmico padrão que é recomendado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas, através da NBR 14432 (ABNT, 2001) é o mesmo apresentado pela International Organization for Standardization, pela ISO 834 (1999).

A Instrução Técnica - IT 08 (2001) – “*Segurança Estrutural das Edificações – Resistência ao Fogo dos Elementos de Construção*”, do Corpo de bombeiros do Estado de São Paulo, com pequenas alterações, incorpora a NBR 14432 (ABNT, 2001) tornando-a obrigatória em São Paulo.

A NBR 9077 – “ Normas para Saídas de Emergência em Edifícios Altos” e o Decreto nº 10.878/74 – “Normas Especiais para Segurança de Edifícios” da cidade de São Paulo, propõem que os elementos componentes da estrutura de sustentação do edifício e da escada de segurança deverão ter resistência ao fogo de no mínimo 4 horas.

Atualmente o Brasil dispõe da norma, NBR 15200 (ABNT, 2004) - “*Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio*”. O objetivo da norma é estabelecer critérios de projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio e a forma de demonstrar o seu atendimento.

O projeto de estruturas de concreto em situação normal deve atender às prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2003) e em se tratando de estruturas de concreto pré-moldado, também a NBR 9062 (ABNT, 2001).

O projeto de estruturas em situação de incêndio é baseado na correlação entre o comportamento dos materiais e da estrutura em situação normal, ou seja, temperatura ambiente, com o que ocorre em incêndio.

Uma estrutura em situação de incêndio deve manter as seguintes funções:

- a) função corta-fogo: a estrutura não pode permitir que o fogo a ultrapasse ou que o calor a atravesse em quantidade suficiente para gerar combustão no lado oposto ao incêndio inicial;
- b) função de suporte: a estrutura deve manter sua capacidade de suporte da construção como um todo ou de cada uma das suas partes, evitando o colapso do elemento de concreto.

Construções de grande porte, principalmente as mais altas, com maior potencial calorífico, devem atender à exigências mais severas. Projetos que favoreçam a prevenção ou proteção contra incêndio podem ter as exigências amenizadas em relação a resistência de sua estrutura ao fogo, conforme previsto na NBR 14432 (ABNT, 2001).

Em relação às propriedades dos materiais em situação de incêndio, elas variam em função da temperatura (θ), a que são submetidos.

Os valores apresentados na Tabela 2.2 são para concretos preparados com agregados silicosos e calcários. Estes valores são a relação entre a resistência à compressão do concreto submetido a diferentes temperaturas ($f_{c,\theta}$) e a resistência característica à compressão do concreto em situação normal (f_{ck}). Para o módulo de elasticidade a mesma relação é considerada, ou seja, $E_{c,\theta}$ em relação a E_c .

Tabela 2.2 -Valores das relações $f_{c,\theta}/f_{ck}$ e $E_{c,\theta}/E_c$ para concretos de massa específica normal (2000kg/m^3 a 2800kg/m^3) preparados com agregados predominantemente silicosos e calcários (NBR 15200 (ABNT, 2004)).

Temperatura do concreto, θ (°C)	Agregado silicoso		Agregado calcário	
	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$E_{c,\theta}/E_c$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$E_{c,\theta}/E_c$
1	2	3	4	5
20	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	1,00
200	0,95	0,90	0,97	0,94
300	0,85	0,72	0,91	0,83
400	0,75	0,56	0,85	0,72
500	0,60	0,36	0,74	0,55
600	0,45	0,20	0,60	0,36
700	0,30	0,09	0,43	0,19
800	0,15	0,02	0,27	0,07
900	0,08	0,01	0,15	0,02
1000	0,04	0,00	0,06	0,00
1100	0,01	0,00	0,02	0,00
1200	0,00	0,00	0,00	0,00

A resistência à compressão do concreto decresce com o aumento da temperatura, conforme Figura 2.7, pode ser obtida da Equação 2.6.

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} f_{ck} \quad (2.6)$$

As variáveis são,

$f_{c,\theta}$ = resistência do concreto submetido a diferentes temperaturas

$k_{c,\theta}$ = é o fator de redução de resistência do concreto na temperatura θ

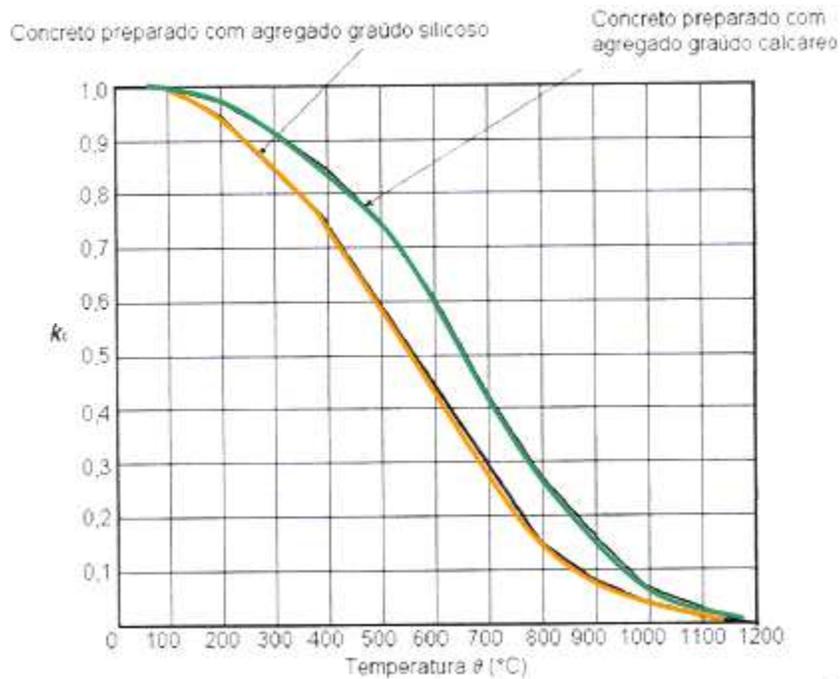


Figura 2.7 - Fator de redução da resistência do concreto em função da temperatura.

O módulo de elasticidade do concreto decresce com o aumento da temperatura, conforme Figura 2.8, pode ser obtido pela Equação 2.7.

$$E_{ci,\theta} = k_{cE,\theta} E_{ci} \tag{2.7}$$

As variáveis são,

$E_{ci,\theta}$ = módulo de elasticidade do concreto submetido a diferentes temperaturas

$k_{c,\theta}$ = é o fator de redução de resistência do concreto na temperatura θ ;

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

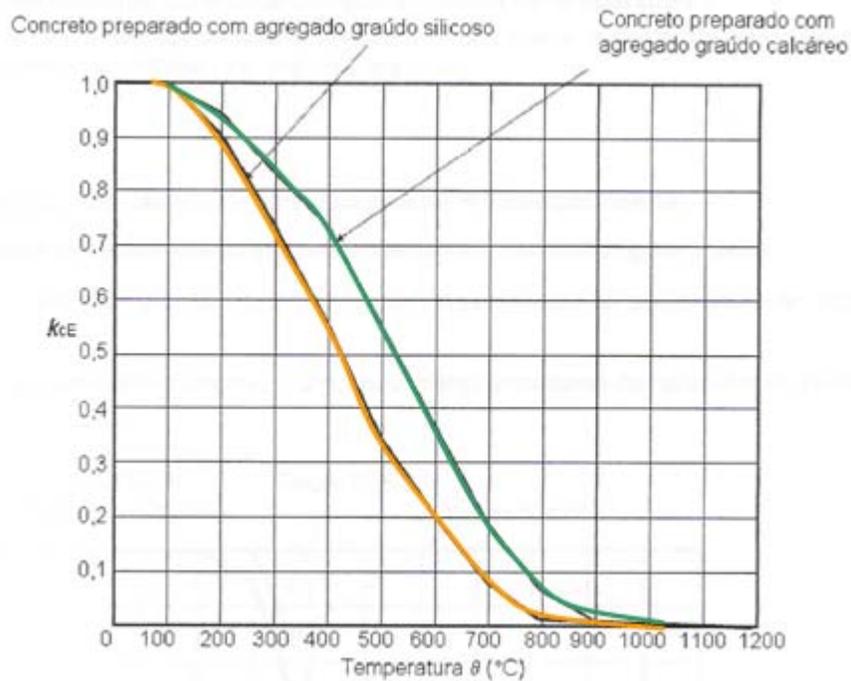


Figura 2.8 - Fator de redução do módulo de elasticidade do concreto em função da temperatura.

De acordo com a NBR 15200 (ABNT, 2004), quatro métodos podem ser utilizados para verificação de estruturas em situação de incêndio, que são aplicados ao Estado Limite Último (ELU). Em condições usuais as estruturas são projetadas em temperatura ambiente e, dependendo das suas características e uso, devem ser verificadas em situação de incêndio. Essa verificação deve ser feita apenas no ELU para a combinação excepcional correspondente, pela equação apresentada nas seções de 10 a 12 da NBR 6118:2003:

$$F_{di} = \gamma_g F_{gk} + F_{qexc} + \gamma_q \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} F_{qjk} \quad (2.8)$$

Nesta verificação devem ser considerados os seguintes aspectos:

- a) desprezam-se os esforços decorrentes de deformações impostas, por serem muito reduzidos e pelas grandes deformações plásticas que

- ocorrem em situações de incêndio;
- b) a ação do incêndio se traduz, normalmente, na redução da resistência dos materiais e na capacidade dos elementos estruturais;
 - c) a probabilidade de ocorrer um incêndio é muito baixa, segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003) um fator de combinação, Ψ_{0j} , pode ser substituído pelo fator de redução Ψ_{2j} , correspondente à combinação quase perfeita.

Assim, a verificação de uma estrutura em situação de incêndio poderá ser feita pela seguinte condição:

$$S_{d,fi} = (\gamma_g F_{gk} + \gamma_q \sum \frac{\Psi_{2j} F_{qik}}{2}) \leq R_{di} [f_{ck}(\theta), f_{yk}(\theta), f_{pyk}(\theta)] \quad (2.9)$$

Para efeitos desta norma, são aceitos quatro métodos para verificação da equação anterior.

- **Método Tabular**

Este é o método mais prático e nenhuma verificação é necessária, bastando atender às dimensões mínimas apresentadas em tabelas que determinam os valores mínimos para elementos estruturais, em relação ao tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF). Essas dimensões devem respeitar, também, a NBR 6118 (ABNT, 2003) e a NBR 9062 (ABNT, 2001).

As dimensões determinadas são espessuras de laje, largura de vigas, seções transversais de pilares em relação a face do concreto exposto ao fogo. Os valores apresentados por este método garantem a função corta-fogo.

- **Método simplificado de cálculo**

Este método é baseado em três hipóteses:

- a) solicitações de cálculo em situação de incêndio podem ser calculadas admitindo-as iguais a 70% das solicitações de cálculo em situação normal;
- b) o esforço resistente de cálculo em situação de incêndio de cada elemento pode ser calculado com base na distribuição da temperatura obtida para sua seção transversal, considerando exposição ao fogo conforme o TRRF;
- c) os esforços resistentes podem ser calculados pelos critérios estabelecidos na NBR 6118 (ABNT, 2003) para situação normal, adotando para o concreto a resistência média em situação de incêndio.

Este método não garante a função corta-fogo. Caso a função corta-fogo seja necessária em algum elemento, suas dimensões devem respeitar o mínimo estabelecido pelo método tabular.

- **Métodos gerais de cálculo**

Os métodos gerais de cálculo devem considerar os seguintes aspectos:

- a) combinação de ações em situação de incêndio deve ser composta com base na NBR 8681 (ABNT, 2003);
- b) esforços solicitantes de cálculo, que podem ser acrescidos dos efeitos do aquecimento, desde que calculados por modelos capazes de considerar as redistribuições de esforços que ocorrerem;
- c) os esforços resistentes, que devem ser calculados considerando as distribuições de temperatura conforme o TRRF;
- d) ambas as distribuições, de temperatura e de resistência, devem ser

calculadas considerando as não linearidades envolvidas.

A determinação da distribuição e temperatura na estrutura e a verificação do isolamento térmico podem ser feitas analiticamente por programas que considerem a distribuição de temperatura na edificação.

- **Método experimental**

Este método é utilizado em casos especiais, como peças pré-moldadas. Pode-se considerar resistência ao fogo superior à calculada com base neste projeto de norma, desde que justificada por ensaios.

2.2.4. NORMALIZAÇÃO INTERNACIONAL

- **Introdução**

Atualmente, o CEB (1997) *apud* Isaia (2002) define o conceito de durabilidade das estruturas de concreto como “*a capacidade de uma estrutura apresentar o desempenho requerido durante o período de serviço pretendido, sob a influência dos fatores de degradação incidentes*”, ou seja, durante toda a sua vida útil, a estrutura deve apresentar segurança tanto em situação normal, como em situação excepcional, de exposição ao fogo.

A Figura 2.9 mostra que diferentes Códigos Normativos já foram propostos para avaliar o comportamento padronizado de um incêndio – Curvas Temperatura x Tempo.

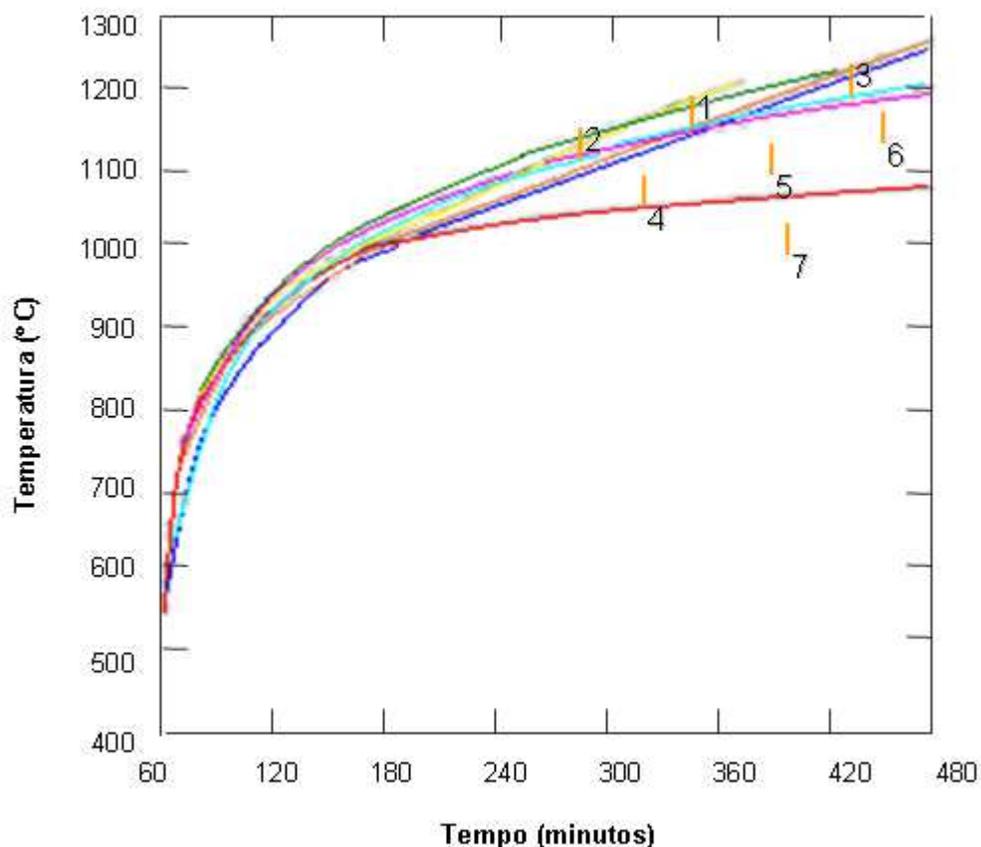


Figura 2.9 - Diferentes Curvas Padrão - Temperatura x Tempo: (1) Austrália, Grã-Bretanha e Nova Zelândia; (2) Bélgica, Dinamarca, Finlândia, França, Holanda, Noruega, Suécia e Alemanha; (3) Canadá e Estados Unidos; (4) Rússia; (5) Itália; (6) Suíça e (7) Japão –(HARMATHY (1993) *apud* SILVA (2002)).

Muitos métodos de cálculo foram desenvolvidos durante anos visando um melhor entendimento desta relação. Os mais conhecidos até os dias atuais são os Métodos de INGBERG (1928), Método de LAW (1971), Método de PETERSSON (1975), o Método da DIN (DIN 18230 (1978)) e o Método baseado nos conceitos normalizados obtidos por ensaios experimentais de elementos estruturais submetidos ao fogo em escala real que foram revistos e avaliados por Harmathy (1987).

Em suas avaliações Harmathy (1987), mostrou que o valor da carga de incêndio (soma das energias caloríficas que poderiam ser liberadas pela combustão

completa de todos os materiais combustíveis) tanto para um incêndio real como para os testes padronizados, apresentava valores iguais. Se o projeto estrutural apresentar um fator razoável de segurança, abrangendo os efeitos da ação térmica no concreto armado, o elemento estrutural assegurará uma estabilidade aceitável durante a vida útil da edificação.

Porém, se lascamentos e fissurações excessivos ocorrerem, a armadura de aço pode fragilizar-se rapidamente devido à exposição ao calor e levar o elemento estrutural à ruína. Dessa forma, os danos progressivos do concreto podem colocar em risco a ação de salvamento e combate ao fogo na edificação.

As propriedades de isolamento dos materiais utilizados, bem como o tempo que um compartimento deve resistir à atuação de um incêndio deve ser analisado de acordo com um único padrão. Este padrão representa um conjunto de ensaios específicos para elementos estruturais agrupados em normas que descrevem “Padrões para testes de incêndio”.

Dependendo do grau de segurança necessário para a edificação, um aumento proporcional ao período de classificação do tempo de exposição ao fogo deverá ser requerido.

- **ISO 834 (1999)**

O objetivo da International Organization for Standardization: ISO 834 - *Fire-resistance tests – Elements of Building Construction* (1999) é determinar a resistência ao fogo de elementos estruturais quando submetidos a temperaturas que simulam um incêndio, avaliando e quantificando o comportamento destes elementos diante das mesmas condições de aquecimento e solicitação durante um incêndio.

A norma apresenta um modelo onde admite-se que a temperatura dos gases do ambiente em chamas respeite estas curvas padronizadas, admitindo que a temperatura dos gases seja sempre crescente com o tempo, independentemente das

características do ambiente e da carga de incêndio.

A norma analisa a resistência do componente da edificação ao fogo de três maneiras diferentes: diante da resistência mecânica, diante da estanqueidade e diante do isolamento térmico do componente da edificação. A duração da resistência ao fogo diante da resistência mecânica é conhecida através da exposição do mesmo ao programa térmico padrão, enquanto este está sob a ação de suas condições de uso.

Analisando a duração da resistência diante da estanqueidade, o componente da edificação é submetido ao programa térmico padrão e, a permeabilidade às chamas e gases quentes das frestas e fissuras é verificada por meio de chumaço de algodão colocado a uma distância máxima de 30mm, mas não em contato com a amostra. O chumaço deve ficar na posição por 10 segundos, para determinar se os gases quentes provocam sua inflamação.

A outra verificação da duração da resistência ao fogo pode ser feita diante do isolamento térmico. Submete-se uma face do elemento ao programa térmico padrão e as elevações de temperatura são observadas na face não exposta. O menor dos tempos obtidos das verificações acima descritas é adotado como a “resistência ao fogo da edificação ou do elemento estrutural”.

A norma propõe que o comportamento dos elementos estruturais sob condições de incêndio seja avaliado através de ensaios padronizados de maneira confiável. É importante lembrar que a Curva Padrão Temperatura x Tempo, não representa fielmente a situação real de incêndio.

Por esse motivo várias tentativas de alteração da Curva Padrão Temperatura x Tempo já foram feitas. O argumento principal utilizado pelo meio técnico-científico é que a elevação da temperatura em um Incêndio Real é muito mais rápido que o demonstrado na Curva Padrão Temperatura x Tempo.

Tabela 2.3 - Curvas de Temperatura x Tempo (ISO 834 (1999) e ASTM E-119 (2000)).

Tempo (minutos)	ISO 834 Temperatura (°C)	ASTM E-119 Temperatura (°C)
0	20	20
5	538	576
10	704	678
30	843	842
60	927	945
120	1010	1049
240	1093	1153
480	1260	1257

Sendo assim, convencionou-se adotar uma curva padronizada Temperatura x Tempo dos gases (modelo do incêndio padrão). As mais citadas são as curvas padronizadas da ISO 834 e da ASTM E119. As curvas Temperatura x Tempo, destas normas podem ser plotadas pelos valores apresentados na Tabela 2.3, anteriormente apresentada.

- **ASTM E – 119 (2000)**

A American Society for Testing and Materials: ASTM E-119-00 - *Standard Test Methods for Fire Tests of of Building Construction and Material*, especifica os ensaios e procedimentos para a determinação das propriedades de resistência ao fogo de elementos estruturais. Os ensaios descritos são para compartimentos de edificações e ensaios para vigas, paredes, pilares, lajes, pisos e coberturas. Esta norma avalia as respostas dos materiais, dos elementos estruturais e dos compartimentos sob condições de aquecimento em um eventual incêndio.

Desde a sua primeira publicação feita pela ASTM como C19 em 1918 (mais

tarde se tornou E-119), os testes utilizados para avaliar o comportamento dos elementos estruturais perante o fogo (*Curva Temperatura x Tempo*) não mudaram substancialmente.

As regulamentações necessárias para os ensaios de elementos estruturais são baseadas no conceito desenvolvido pelo National Bureau of Standards em 1920. A duração de um incêndio é proporcional a carga de incêndio, que nada mais é que a quantidade de material combustível por unidade de área.

Em termos gerais, pode-se dizer que para 50 Kg de materiais combustíveis por metro quadrado de área, a duração média de um incêndio é 1 hora. A severidade de um incêndio pode ser medida em função da intensidade do fogo (temperatura alcançada) e da sua duração (expressada em minutos ou horas em ensaios padronizados pela ASTM E 119) e é uma relação direta de vários fatores, dentre eles destacam-se:

- a) a carga de incêndio;
- b) distribuição de carga;
- c) ventilação existente no local (determinada pelo tamanho e forma das aberturas existentes na edificação);
- d) geometria da compartimentação (tamanho e formato);
- e) características térmicas (isolamento térmico) das edificações vizinhas ;
- f) umidade relativa do ar.

▪ **ACI 216R – 89 (1996)**

A norma do American Concrete Institute: ACI 216R-89 – *Guide for Determining the Fire Endurance Concrete Elements*, apresenta informações práticas (técnicas de cálculo) para engenheiros e arquitetos projetarem estruturas que possam resistir melhor à ação de um incêndio. Esta norma auxilia na determinação da resistência ao fogo de lajes e vigas simplesmente apoiadas, lajes e vigas contínuas, estruturas de

piso e telhado, paredes e pilares de concreto.

Todos os dados de resistência ao fogo são colhidos de acordo com o critério de aceitação da ASTM E-119, que determina o aumento da temperatura da superfície não exposta em 140°C (ou 250 F) ou uma temperatura máxima de 180°C (325 F) em qualquer outro ponto.

Segundo esta norma o comportamento dos elementos estruturais diante de uma situação de incêndio é avaliado pelo tempo que estes elementos são capazes de resistir satisfatoriamente impedindo ou dificultando o alastramento do fogo. Toda esta análise deve seguir os ensaios padronizados pela ASTM E-119.

O ACI-216R diz que os ensaios experimentais em elementos estruturais sob temperaturas elevadas não são necessários. A resistência ao fogo de elementos estruturais pode ser avaliada através de procedimentos de cálculos baseados no estudo de fluxo de calor, análises estruturais e sobre o conhecimento do comportamento do concreto e do aço em temperaturas elevadas, ao invés dos ensaios experimentais.

A precaução necessária para uma maior segurança da edificação em relação a um eventual incêndio consiste na seleção dos elementos construtivos. Estas exigências são baseadas na quantidade de material combustível existente na edificação. Quanto maior estas quantidades, maiores serão as exigências quanto a segurança.

- **ACI 216.1 (1997)**

A American Concrete Institute: ACI 216.1-97 – *Standard of Concrete and Masonry Construction Assemblies*, determina que a resistência ao fogo dos elementos estruturais deve ser considerada em projetos estruturais.

Em temperatura ambiente, as considerações necessárias para os elementos estruturais de concreto ou de alvenaria são descritas pela ACI 318 e ACI 530/ASCE

5/TMS 402 respectivamente.

Em tais normas não está considerado o impacto do incêndio nas estruturas de concreto e alvenaria (paredes, pisos, lajes de cobertura, vigas e pilares). As condições de aceitação para os ensaios de resistência ao fogo estão de acordo com a ASTM E-119.

Os procedimentos para determinar a resistência ao fogo dos elementos estruturais de concreto e alvenaria são exemplificados e as exigências dos códigos normativos devem ser seguidos.

Os elementos estruturais precisam de um cobrimento mínimo para servir de barreira ao calor, protegendo a parte mais sensível do concreto armado quando submetido à temperaturas elevadas, o aço.

Para vigas de concreto, paredes e lajes, as exigências de cobrimento referem-se a uma proteção ao fogo de 1 a 4 horas. Estes valores são descritos na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Cobrimento mínimo necessário para elementos estruturais, com diferentes tipos de agregados, sujeitos ao fogo – (ACI-216.1 (1997)).

AGREGADO	Espessura mínima de cobrimento para classificação da resistência ao fogo (cm)				
	1 hora	1 ½ hora	2 horas	3 horas	4 horas
Silicoso	8,89	10,92	12,70	15,75	17,78
Carbonático	8,13	10,16	11,68	14,48	16,76
Semi-leve	6,86	8,38	9,65	11,68	13,72
Leve	6,35	7,87	9,14	11,18	12,95

2.3. COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS CONSTITUÍNTES DO CONCRETO SOB AÇÃO DO FOGO

2.3.1. ÁGUA

Segundo Kalifa et *al.* (2000), em temperaturas elevadas a dilatação térmica da água influencia o processo de lascamentos do concreto, por meio de gradientes de pressão associados à vaporização e transporte de grande quantidade de água. O excesso de água contida nas pastas de cimento aumenta a formação de gradientes de pressão na rede dos poros do concreto durante a transferência de massa (evaporação da água e liberação de ar incorporado) e, como conseqüência, ocorre o aumento das fissuras decorrentes da contração da pasta.

2.3.2. ARGAMASSA

Para temperaturas entre 4°C e 80°C, os produtos de hidratação do cimento permanecem quimicamente estáveis. As alterações na pasta de cimento, nesta faixa de temperatura, são apenas físicas, isto é, ocorre alterações na porosidade e aumento de fissuras. Entre 65°C e 80°C a água absorvida pelo concreto endurecido é evaporada e a água livre nos interstícios do concreto, entre 80°C e 100°C (COSTA, FIGUEIREDO & SILVA (2002)).

Até a temperatura de 100°C a expansão térmica da pasta de cimento aumenta linearmente, quando toda a água livre é evaporada (MINAMI et *al.* (1987), MINAMI et *al.* (1991)). A pasta começa a perder a estabilidade dos 100°C aos 200°C. Segundo Kalifa et *al.* (2000), a desestruturação da química da pasta de cimento se inicia a partir dos 180°C, pois após 100°C as fissuras surgem na microestrutura pela contração da própria pasta, provocada pela perda de água contida nos poros.

Acima de 200°C ocorre reação físico-química, onde a água evaporada reduz as forças de Van der Waals entre as camadas de C-S-H. A perda parcial da adesão química acentua o aparecimento de fissuras e perda de resistência, ocorrendo até a temperatura de 300°C. As microfissuras na zona de transição colaboram na redução da resistência à flexão e no módulo de elasticidade do concreto endurecido.

Uma série de reações na pasta de cimento endurecida ocorrem entre 400°C e 600°C. Dessecação dos poros seguida da decomposição dos produtos de hidratação e destruição do gel de C-S-H. A reação endotérmica da desidratação do hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 libera o óxido de cálcio CaO e água, sendo esta evaporada. Essas reações químicas são acompanhadas de redução de volume, contribuindo para o aumento de fissuras (GRATTAN-BELLEW (1996)).

De acordo com Minami et al. (1987), a deformação na pasta de cimento torna-se relativamente grande quando a temperatura interna do concreto aquecido atinge a temperatura ambiente de 20°C.

2.3.3. AGREGADO

Quando um elemento de concreto é submetido à ação do fogo, os materiais que o constitui sofrem modificações importantes pois, os agregados ao serem aquecidos sofrem expansões que, dependendo da taxa de aquecimento e tamanho do agregado podem ser destrutivas para o concreto (MEHTA & MONTEIRO (1994)).

Considerando-se o fato de que os agregados compõem cerca de 70% do concreto (GRATTAN-BELLEW (1996)), é grande a influência do tipo de agregado nas propriedades térmicas e na resistência mecânica de concretos submetidos a elevadas temperaturas.

A natureza dos minerais nos agregados é preponderante no valor da condutividade térmica do concreto endurecido: o basalto, baixa

condutividade; os calcários calcíctico e dolomítico possuem condutividade média e o quartzo, condutividade mais elevada. A condutividade térmica é a propriedade térmica do concreto que mede a capacidade do material conduzir o calor. Análoga à condutividade, a difusividade térmica no concreto também é diretamente influenciada pelo tipo de agregado: basalto, granito, calcário, e quartzito conduzem, respectivamente, a concretos com difusividade crescente. A difusividade mede a velocidade da variação de temperatura no interior da massa (NEVILLE (1997)).

Se o agregado contém pirita (sulfeto de ferro FeS_2), a oxidação lenta em torno dos 150°C causa desintegração do agregado e conseqüentemente a ruptura do concreto (NEVILLE (1997)). Agregados silicosos, contendo grande quantidade de quartzo (SiO_2) como granito, arenito e alguns xistos, apresentam uma expansão súbita de volume quando aquecidos a aproximadamente 500°C (LANDI (1986), LIN et al. (1996)). Aos 573°C , os cristais de quartzo α transformam em quartzo β (METHA & MONTEIRO (1994)). Essa mudança de fase é seguida de uma expansão da ordem de 0,85% (METHA & MONTEIRO (1994)).

Os agregados calcários (calcícticos e dolomíticos) são estáveis até as proximidades de 850°C , quando se inicia a decomposição do carbonato, formando os óxidos de cálcio e magnésio. Os agregados calcários apresentam expansões similares às dos silicosos somente a partir dos 700°C , devido às reações de descarbonatação. Possuem a vantagem de apresentarem menor diferença nos coeficientes de dilatação térmica entre e a matriz e o agregado, minimizando assim, os efeitos destrutivos da dilatação térmica diferencial (METHA & MONTEIRO (1994)).

Segundo Cánovas (1988), se forem considerados os coeficientes de dilatação térmica dos agregados, nota-se que os que contêm maior proporção de sílica são os que apresentam maior valor, enquanto os agregados calcários são os de menor, assim, têm-se para os agregados silícios e quartzosos o valor de $1,3 \cdot 10^{-5} \text{m/m}^\circ\text{C}$, para os granitos e escórias de alto forno o valor de $1,0 \cdot 10^{-5} \text{m/m}^\circ\text{C}$ e para os agregados

calcários o valor de $0,8 \cdot 10^{-5} \text{m/m}^\circ\text{C}$.

O coeficiente de dilatação térmica de rochas e minerais, geralmente utilizado no preparo de concretos varia de $5 \times 10^{-6} \text{C}^{-1}$ para calcários à $12 \times 10^{-6} \text{C}^{-1}$ para arenitos, seixos naturais e quartzitos. Segundo Mehta & Monteiro (1994), o coeficiente de dilatação térmica pode ser estimado a partir da média dos componentes, supondo 70% de agregado na mistura de concreto, os valores calculados do coeficiente de vários tipos de agregados são mostrados na Figura 2.10.

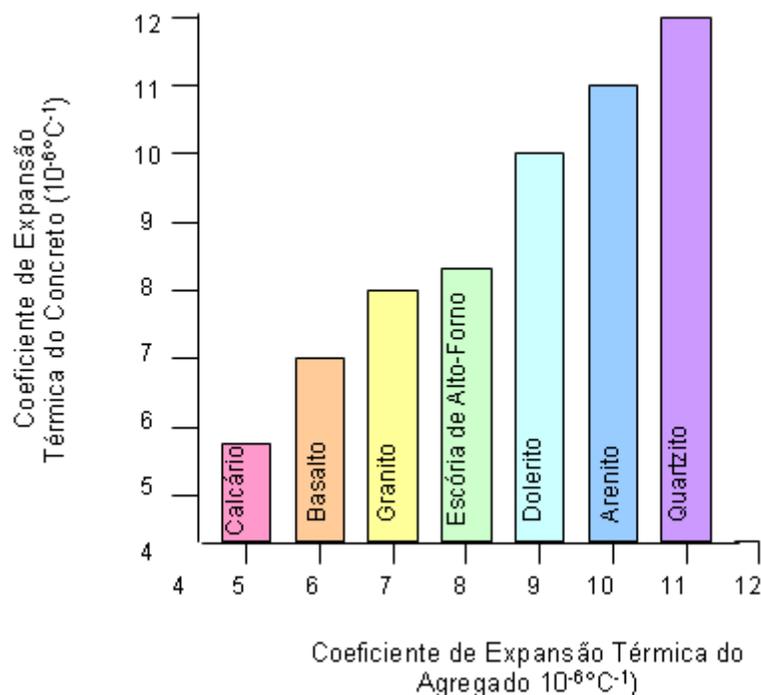


Figura 2.10 - Influência do tipo de agregado sobre o coeficiente de dilatação térmica do concreto (MEHTA & MONTEIRO (1994)).

A condutividade térmica é outro fator importante no estudo do agregado, pois fornece o fluxo de calor transmitido por uma área unitária de um material sob um gradiente de temperatura unitário, e é influenciada pelas características mineralógicas dos agregados. A Tabela 2.5 apresenta valores de condutividade térmica para o

concreto com diferentes tipos de agregados.

Tabela 2.5 – Valores de condutividade térmica para concretos com diferentes tipos de agregados (MEHTA & MONTEIRO (1994)).

TIPO DE AGREGADO	CONDUTIVIDADE TÉRMICA W/m.K
Quartzito	3,5
Dolomita	3,2
Calcário	2,6 - 3,3
Granito	2,2 - 2,7
Riolito	2,2
Basalto	1,9 - 2,2

O calor será transmitido mais facilmente no concreto com uma difusividade térmica mais elevada. Valores de difusividade térmica para concretos com diferentes agregados são apresentados na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Valores de difusividade térmica para concreto com diferentes agregados (MEHTA & MONTEIRO (1994)).

TIPO DE AGREGADO	DIFUSIVIDADE TÉRMICA m ² h
Quartzito	0,0054
Dolomita	0,0047
Calcário	0,0046
Granito	0,0040
Riolito	0,0033
Basalto	0,0030

2.4. PROPRIEDADES MECÂNICAS DO

CONCRETO SOB AÇÃO DO FOGO

2.4.1. RESULTADOS DE PESQUISAS

Lea (1920) & Stradling (1922) apud Khoury (1992) relataram alguns fatores que podem influenciar a resistência à compressão do concreto em temperaturas elevadas. Eles foram os primeiros pesquisadores a estudar a incompatibilidade térmica entre o agregado graúdo e a pasta de cimento, sobre a resistência do concreto. A diferença que existe entre os coeficientes de expansão térmica pode originar tensões que contribuem para o aparecimento de microfissuras na pasta de cimento, diminuindo a resistência do concreto.

No estudo realizado eles comprovaram que a decomposição do hidróxido de cálcio - Ca(OH)_2 , em óxido de cálcio (CaO) e água (H_2O) durante o processo de aquecimento pode resultar em sérios danos ao concreto depois de resfriado, já que a cal (CaO) expande-se durante sua reidratação. Observaram, também, o desenvolvimento de trincas e separação do agregado e da pasta de cimento, que pode ocorrer durante o resfriamento do concreto, confirmando a influência da taxa de resfriamento na diminuição da resistência do concreto.

Outro fator apontado pelos pesquisadores refere-se à transformação de fase do quartzo (areia), da fase α para a fase β que ocorre, aproximadamente, em 573°C . Esta transformação implica na variação volumétrica do agregado miúdo (areia), e isto pode contribuir para o surgimento das microfissurações em torno do agregado graúdo.

Para Lea & Stradling, o hidróxido de cálcio poderia ser o principal problema do concreto exposto a elevadas temperaturas, pois quanto maior o teor de óxido de cálcio, menor será a propriedade refratária do concreto. Isto justifica a utilização do cimento portland para aplicações usuais e o cimento aluminato de cálcio para aplicações refratárias. Para amenizar o problema da pasta de cimento portland submetido a elevadas temperaturas, adicionam-se materiais como a pozolana e a sílica ativa, segundo Saad (1996).

As características físicas e químicas do concreto são alteradas quando o concreto é exposto a elevadas temperaturas, particularmente a resistência à compressão, como observado por Lea & Stradling, como também a resistência à tração e o módulo de elasticidade. A pasta de cimento pode sofrer retração decorrente da liberação de água contida no concreto, e ao mesmo tempo, a armadura e os agregados podem sofrer expansão com o aumento de temperatura (LANDI (1986); SILVA (2001)).

As modificações ocorridas no concreto começam a partir de 100°C, quando a água livre ou capilar começa a evaporar, retardando o aquecimento do concreto. Entre 200°C e 300°C, a perda de água capilar é completa sem que ocorra alteração na estrutura do cimento hidratado. Nesta temperatura não ocorre perda considerável de resistência. Porém, entre 300°C e 400°C ocorre a perda da água do gel de cimento, provocando diminuição da resistência e aparecimento das primeiras fissuras superficiais.

Acima de 400°C parte do hidróxido de cálcio, procedente da hidratação dos silicatos, se transforma em cal viva. Até 600°C, os agregados se expandem fortemente com diferentes intensidades, dando lugar a tensões internas que desagregam o concreto. Muitas vezes esta expansão ocorre devido a transformações estruturais ocorridas no interior de certos agregados.

Diversos pesquisadores já realizaram ensaios com o intuito de relacionar a resistência à compressão com a temperatura, embora os resultados não tenham sido idênticos. Na Figura 2.11 é apresentado um levantamento feito com os resultados obtidos por pesquisadores do Centre Scientifique et Technique de la Construction (CSTC), que adota valores do American Concrete Institute, Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB), Peterson (ASTM – Special Technical Publication n.º 169-A) e Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT).

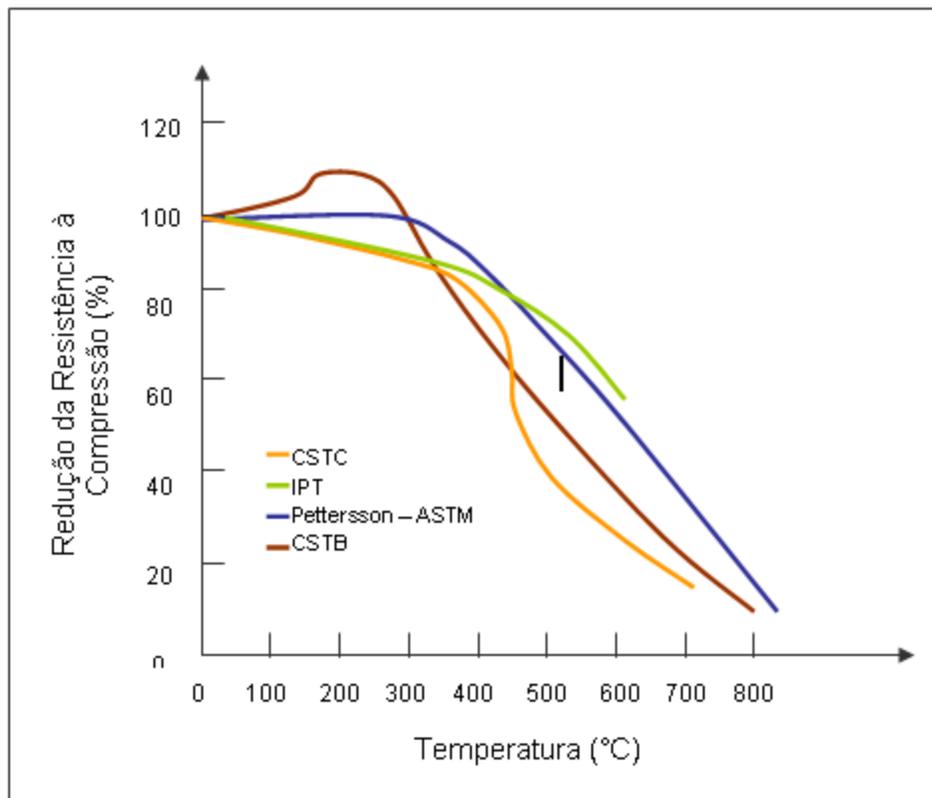


Figura 2.11 – Redução da resistência à compressão em relação a temperatura (LANDI (1986)).

Segundo Landi (1986), a resistência à compressão do concreto varia consideravelmente com a temperatura a que fica submetido. Há uma redução em torno de metade do valor inicial para temperatura de 500°C. Não em torno de metade do valor inicial para temperatura de 500°C.

Outro aspecto bastante importante é a redução do módulo de elasticidade. Ensaio realizados pela Equipe de Furnas (1997), mostraram que a relação entre o módulo de elasticidade e a resistência não se altera com temperatura até 250°C, pois ambas as propriedades variam de forma aproximadamente igual.

Segundo Paulon (1984), a redução do módulo de elasticidade pode ser notada principalmente em estruturas de pequena espessura, onde

praticamente toda a peça fica sujeita a temperatura elevada. Para temperatura de 100°C a redução do módulo de elasticidade é de 25% mas, para temperatura de 600°C a redução chega a valores próximos de 100%.

Segundo Landi (1986) o módulo de elasticidade varia de maneira parecida e cai à metade de seu valor inicial por volta de 500°C de aquecimento. Na Figura 2.12 é apresentado resultado obtido pelo CSTB.

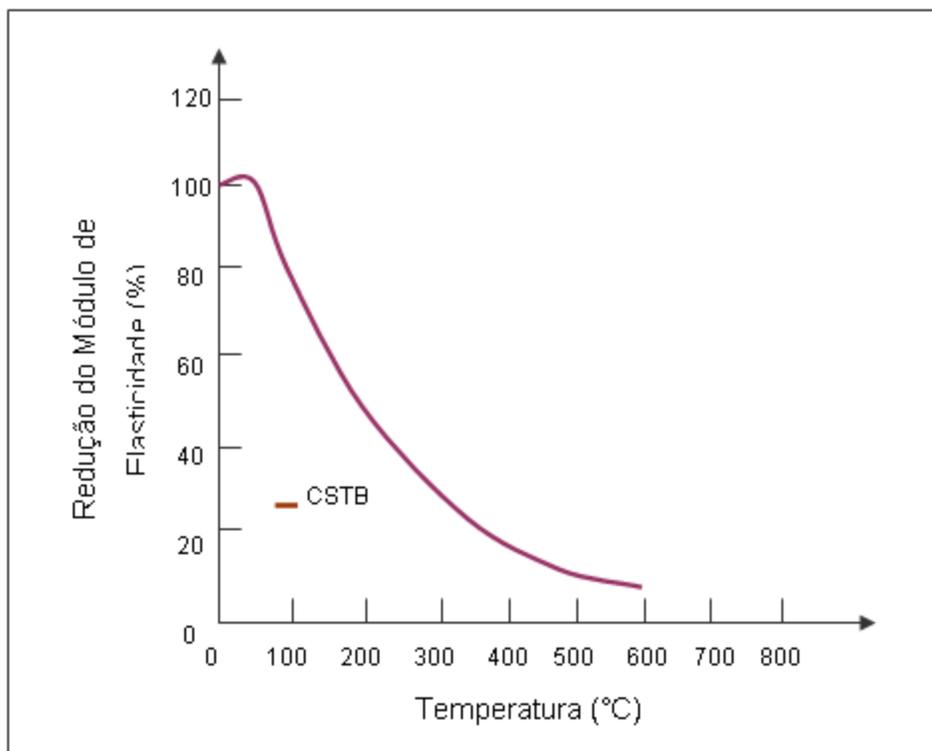


Figura 2.12 – Redução do módulo de elasticidade em relação a temperatura (LANDI (1986)).

Quando a temperatura atinge 600°C inicia-se uma degradação no concreto, onde as camadas superficiais mais quentes tendem a se separar das camadas internas mais frias. Apresentado para essa temperatura de exposição uma redução da resistência à compressão de 50%, de acordo com Petrucci (1978), que pôde ser

comprovado por Galletto & Meneghini (2000), que através de ensaios a redução da resistência à compressão foi 52%.

Pesquisadores do Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, por meio de testes realizados sobre a ação de temperaturas no concreto, chegaram a resultados onde à temperatura de 300°C a perda da resistência à compressão foi 5%, porém para os testes realizados à temperatura de 600°C, a redução da resistência foi 44%.

Segundo Caraslindas & Barros (2004), a exposição do concreto a temperaturas elevadas produz deteriorações das propriedades mecânicas devido a alterações químicas e mecânicas. Aquecer o concreto em temperaturas próximas a 600°C remove a água de hidratação da pasta de cimento. Além disso, as diminuições do módulo de elasticidade e resistência não são recuperáveis após o concreto ser resfriado até a temperatura ambiente.

Moreno & Bizzo (2003) submeteram corpos-de-prova de concreto para diferentes traços a temperatura máxima de 600°C e resfriados lentamente. Observaram que a resistência à compressão foi reduzida entre 23% e 66% do valor inicial. Para a resistência à tração a redução foi em torno de 60%. O módulo de elasticidade teve seu valor reduzido em até 90% do valor inicial.

Em estudo feito por Min (2004), corpos-de-prova foram preparados com três diferentes resistências à compressão aos 28 dias de idade: 42,5 MPa, 68,0 MPa e 76,0 MPa, com dimensões de 100 x 100 x 100 (mm), 150 x 150 x 150 (mm) e 100 x 100 x 450 (mm), respectivamente. Parte dos corpos-de-prova foi curada por 28 dias à temperatura de 20°C e umidade relativa do ar igual a 90%, outra parte dos corpos-de-prova permaneceu em estufa à 105°C, outra parte ficou exposta ao ar e outra dos corpos-de-prova foi imersa em água por 24 horas.

Em seguida, todas as amostras foram submetidas ao ensaio de elevação de temperatura, respeitando a norma chinesa (GB/T 9978 (1999)), que segue os mesmos

critérios da norma ISO-834, em relação à curva padrão para aquecimento.

No estudo Min (2004) comprovou que após 800°C a resistência à compressão não foi alterada com a variação da umidade e, que a perda de resistência mecânica do concreto de alto desempenho superou a perda ocorrida nos concretos usuais. Esta diferença foi maior para temperaturas de 25°C a 400°C, apresentando valores de resistência à compressão dos concretos de alto desempenho 36,8% menores que os corpos-de-prova que não foram submetidos ao aquecimento.

Para os concretos usuais o valor da resistência à compressão foi 28,8% menor que a obtida nos corpos-de-prova não aquecidos.

A estrutura mais densa deste tipo de concreto gera o lascamento explosivo (spalling), estudado por Hertz (2003).

Entre 600°C e 950°C a resistência à compressão do concreto assume valores muito baixos e, para temperaturas acima de 1000°C o concreto começa a se degradar, chegando a valores de resistência mecânica próximos de zero (ALMEIDA (1998)).

Velasco et al. (2003) submeteu corpos-de-prova de concreto convencional, com resistência aos 28 dias de idade de 30MPa, as temperaturas de 400°C, 650°C e 900°C, a fim de avaliar a resistência à compressão e o módulo de elasticidade e, comparou-os com corpos-de-prova moldados com concretos de alto desempenho, com resistência, aos 28 dias de idade, de 65MPa e 85 MPa, obtendo os valores apresentados nas Figuras 2.13 (a) e (b).

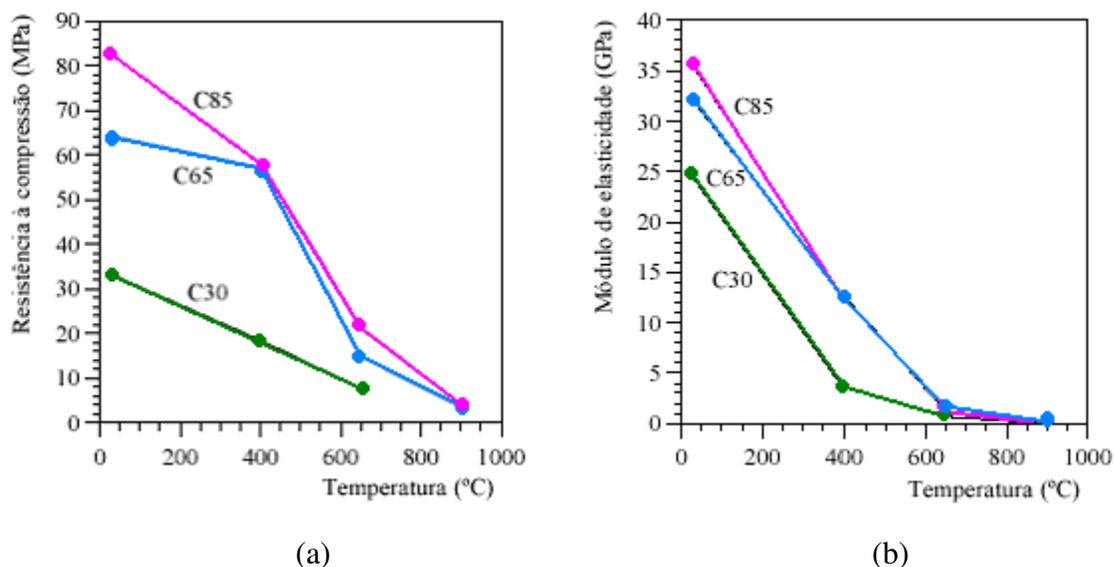


Figura 2.13 - (a) Efeito da temperatura na resistência à compressão (MPa) e (b) Efeito da temperatura no módulo de elasticidade (GPa), (VELASCO et al. (2003)).

De acordo com a Figura 2.13 (a), o valor observado para o concreto de resistência igual a 30 MPa (C30), apresentou maior redução, em torno de 80%, de resistência à compressão em comparação aos concretos de 65 MPa (C65) e 85 MPa (C85) que tiveram redução próxima a 40%. Essa observação foi feita para temperatura de aquecimento até 400°C. Porém, para a faixa de temperatura entre 400°C e 650°C, os concretos de alto desempenho apresentaram maiores reduções.

A partir de 650°C a taxa de redução foi praticamente a mesma, independente do nível de resistência. Observa-se uma redução da resistência à compressão da ordem de 45% para o C30, 11% para o concreto C65 e 33% para o concreto C85.

A 650°C a redução foi da ordem de 76% para as misturas dos concretos C30 e C65 e 74% para a mistura de concreto C85. Aos 900°C os concretos de alto desempenho apresentaram redução da resistência à compressão em torno de 90%.

Em relação ao módulo de elasticidade, observou-se, pela Figura 2.13 (b), que ao serem aquecidos até temperatura de 400°C, o concreto C30 apresentou maior

perda, em torno de 85%, quando comparado aos concretos C65 e C85, 60% e 66%, respectivamente.

Entre 400°C e 650°C os concretos C65 e C85 apresentaram redução maior do que o concreto C30. A partir de 650°C a taxa de redução é praticamente a mesma para as três misturas, em torno de 97%. Após aquecimento a 900°C, os concretos C65 e C85 apresentaram módulo de elasticidade igual a 0,84% do valor inicial.

Souza & Moreno (2003) estudaram o comportamento de corpos-de-prova, de resistência aos 28 dias de 30MPa, aquecidos as temperaturas de 300°C, 600°C e 900°C, para serem avaliadas a resistência à compressão, a resistência à tração e o módulo de elasticidade.

Para os corpos-de-prova expostos a temperatura de 300°C, a redução foi em torno de 12%, 27% e 50% para a compressão, a tração e o módulo de elasticidade, respectivamente. Quando aquecidos à 600°C as reduções foram em torno de 14%, 40% e 60%, para a compressão, a tração e o módulo de elasticidade.

As reduções foram próximas de 100% quando corpos-de-prova foram aquecidos à 900°C, apresentando valores de 92%, 98% e 97% para a resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade, respectivamente.

Malhotra (1991), afirma que os resultados dados por relatórios de ensaios feitos em laboratório são muito variáveis, tornando-se difícil uma generalização ampla. Isso ocorre devido a fatores como a umidade do concreto durante o aquecimento, o tempo de exposição, as propriedades dos agregados, o tipo de cimento, o tipo de concreto, entre outros. Sendo necessário que estes fatores sejam levados em consideração durante a interpretação dos resultados. Assim, o comportamento real de uma estrutura de concreto exposta ao fogo é muito complexo para uma análise exata, no entanto, com o intuito de entender sua importância, alguns fatores serão discutidos.

2.4.2. PARÂMETROS INFLUENTES NA VARIAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO SOB AÇÃO DO FOGO

▪ Histórico de Carga

Testes com fogo mostraram que o grau de fissuração e, portanto a resistência do concreto, também é influenciada pelas condições de teste, isto é, se os elementos são testados quentes e sob carregamento ou resfriados e depois testados, à temperatura e umidade ambientes.

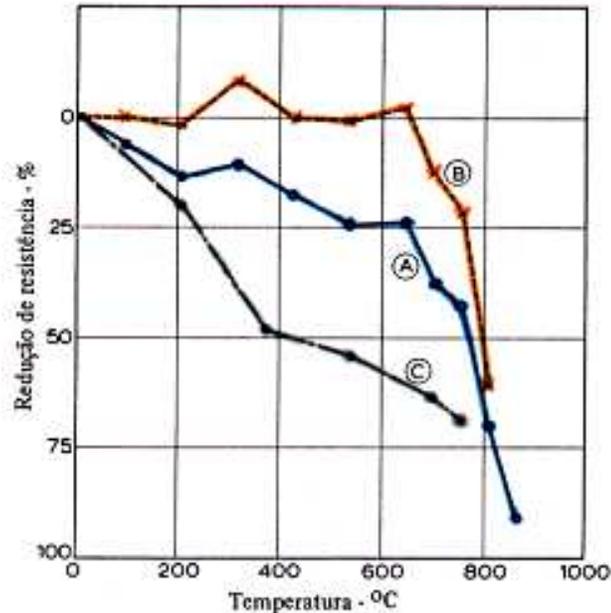


Figura 2.14 - Redução da resistência à compressão para concreto feito com agregado calcário (KHOURY (1992) *apud* NEVILLE (1997)).

Khoury (1992) *apud* Neville (1997), realizou um estudo sobre a influência do efeito de carga e aquecimento na resistência do concreto. Neste estudo, apresentado na Figura 2.14, observou-se que o concreto aquecido sob carga e ensaiado quente (A) conserva uma fração maior da resistência do que o mesmo concreto aquecido sem carga e ensaiado depois de ter sido resfriado (C). O concreto aquecido sem carga

porém ensaiado quente, apresentou valores intermediários em relação aos outros dois procedimentos de ensaio (B). O ensaio realizado para o caso (A) foi realizado com carregamento igual a 40% da tensão inicial do concreto. E o ensaio realizado para o caso (C) foi feito após a idade de 7 dias, conservado a temperatura de 21°C.

Pela avaliação de Neville (1997) o comportamento do concreto exposto a temperaturas elevadas é muito variável. Isso ocorre porque o tipo de carregamento aplicado influencia a perda de resistência. Sendo que para o carregamento tipo (B), com a amostra aquecida e com tensão de 40% da resistência inicial, apresenta um aumento de resistência quando a temperatura atinge 300°C, provavelmente a reação química que está sendo transformada provoca esse aumento inicialmente.

Quando a amostra é ensaiada sem carregamento e quente, o valor de resistência obtido é menor ao ser comparado com os outros dois tipos (sem carregamento e ensaiado quente e sem carregamento e ensaiado depois de 7 dias), chegando a uma redução próxima de 20 % quando aquecido até 900°C.

- **Taxa de Resfriamento**

Sabe-se que o efeito da luta contra o incêndio pode ser tão destrutivo quanto o próprio incêndio, isso porque a água é lançada sob pressão na superfície dos elementos que estão sob fogo. Como as superfícies estão quentes, e acabam provocando dilatações por causa da absorção de calor, estas são resfriadas bruscamente, provocando um choque térmico que causa resfriamento e contrações, resultando em fissuras nos elementos, que podem ter sua função estrutural prejudicada.

Segundo Costa (2002), o resfriamento rápido produz uma reidratação destrutiva da cal, porque o óxido de cálcio quando entra em contato com a água sofre uma expansão abrupta e pode causar danos adicionais ao concreto endurecido, levando a desagregação após o incêndio. A adição de pozolanas à pasta pode ser benéfica por reitar o hidróxido de cálcio (LIN et al. (1996); NEVILLE (1997)), mas é necessário

incorporar fibras poliméricas para aliviar as pressões de vapor, comuns em pastas pozolânicas, impedindo uma desagregação precoce e explosiva do concreto.

Cánovas (1988), apresentou um estudo sobre o efeito do resfriamento rápido, que é basicamente o usual em combate a incêndio e, o efeito do resfriamento lento. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 2.15, da qual observou-se que para o resfriamento lento, com o elemento aquecido a temperatura de 300°C, a redução da resistência atinge valor próximo de 30% do inicial.

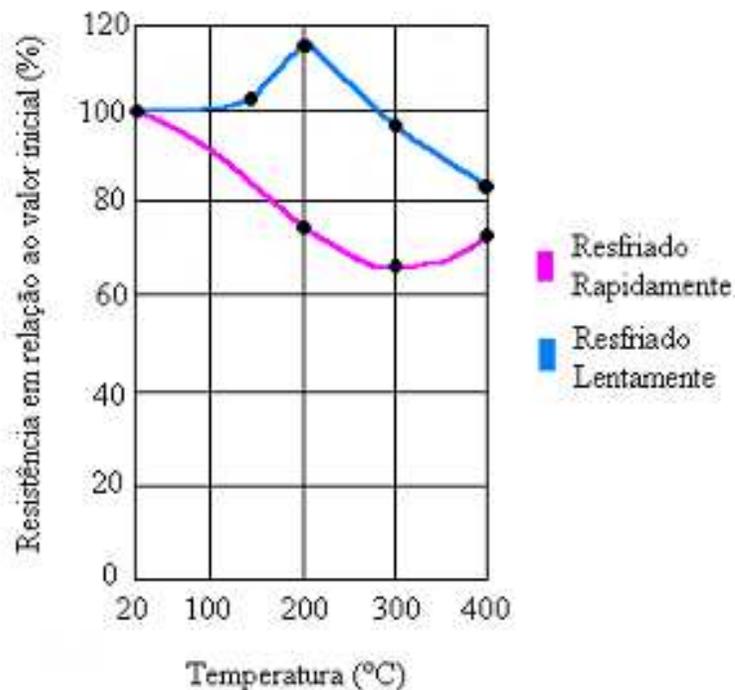


Figura 2.15 – Efeito da velocidade de resfriamento sobre a resistência do concreto preparado com agregado arenito (CÁNOVAS (1988)).

▪ Umidade

Muito se tem a estudar sobre a ação das temperaturas no concreto. Mas sabe-se que a redução da resistência mecânica não é apenas resultado da desidratação dos

hidratos em temperaturas acima de 100°C.

Ensaio realizado por Min (2004) comprovaram que após 800°C a resistência à compressão não foi alterada com a variação da umidade e que a resistência à compressão de concretos de alto desempenho é mais afetada que a de concretos usuais.

Zhang et al. (2002) analisaram o efeito da umidade em concretos expostos a temperaturas elevadas. Constatou-se que a umidade estava relacionada com a velocidade de aquecimento e com o tempo de exposição aos quais o concreto foi submetido, isto é, se a umidade for baixa e a taxa de aquecimento for alta ocorrerá fissura no concreto, quanto mais tempo este permanecer sob exposição.

Estudos feitos por Shah & Ahmad (1994), comparando o efeito da umidade em concreto de alta resistência e em concreto convencional, observaram que a perda de resistência chegou a 40% para os dois tipos de concreto, quando ensaiados saturados.

É importante observar que a temperatura de aquecimento foi 150°C para o concreto de alta resistência e 250°C para o concreto convencional. Para os ensaios realizados com os concretos secos em estufa, a perda foi 15%, nas mesmas condições de aquecimento. Portanto, a da umidade no concreto exposto a temperaturas elevadas influencia a redução da resistência e pode provocar lascamentos na superfície aquecida.

- **Lascamento Explosivo (Spalling)**

O lascamento explosivo é um fenômeno natural nas estruturas de concreto, quando elas são expostas à temperaturas elevadas. Dentro da matriz de concreto desenvolvem-se tensões de origem térmica que influem na desintegração das regiões superficiais dos elementos estruturais (PURKISS, 1996; *apud* COSTA, 2002).

Ainda não há um controle total confiável sobre a ocorrência de

lascamentos, por eles serem função de uma série de fatores que levam, freqüentemente, a um comportamento imprevisível. Em alguns casos o lascamento é conseqüência da natureza mineralógica do agregado, ou da concentração de tensões térmicas desenvolvidas durante o aquecimento. Na maioria das vezes, os lascamentos são relacionados ao comportamento da pasta de cimento, geralmente devido à ação combinada da pressão nos poros e das tensões térmicas internas (BUCHANAN (2001); TENCHEV & PURKISS (2001)).

De acordo com Neville (1997) o fenômeno da explosão ocorre em concretos de alta resistência (CAR), devido à baixa permeabilidade que não permite a saída do vapor formado pela água da pasta de cimento hidratada. O pesquisador Harmathy *apud* Nouman et al. (1994), apresentou a seguinte explicação: a temperatura da face do corpo-de-prova exposta ao calor aumenta e alcança a temperatura de ebulição da água; entretanto, a taxa de secagem da mistura na superfície do concreto aumenta.

Uma parte dessa água evaporada move-se internamente, condensa-se e satura a parte central do corpo-de-prova, conseqüência da baixa temperatura lá encontrada. Com o aumento uniforme da temperatura em todas as superfícies da amostra, o vapor de água escapa na direção das superfícies secas. Como a espessura do concreto seco aumenta, começa a ser dificultada gradualmente a fuga do vapor. Ao mesmo tempo, o gradiente de temperatura local no concreto aumenta, resultando em altos valores de tensão térmica.

Se os corpos-de-prova são suficientemente espessos para apresentar uma forte barreira à difusão da água através das superfícies aquecidas, os efeitos combinados da tensão térmica e da pressão de vapor levariam a valores de sollicitação excedendo o limite de resistência do material, causando a explosão do CAR, devido a sua maior densidade, que é promovida pela sílica ativa.

Em ensaios realizados por Galletto & Meneghini (2000), foram moldados corpos-de-prova cilíndricos de 10 x 20 cm, com teor de sílica ativa igual a 10%. O fenômeno da

explosão ocorreu à temperatura de 300°C, Figura 2.16. A taxa de aquecimento adotada foi 15°C/min, concluiu-se que a taxa de elevação da temperatura é mais um fator que determina o risco de explosões. Na realização dos testes, um outro aspecto bastante interessante, foi a emissão de um forte cheiro de amônia que se iniciou à temperatura aproximada de 160°C e prosseguiu durante todo o processo de aquecimento dos corpos de prova do CAR.

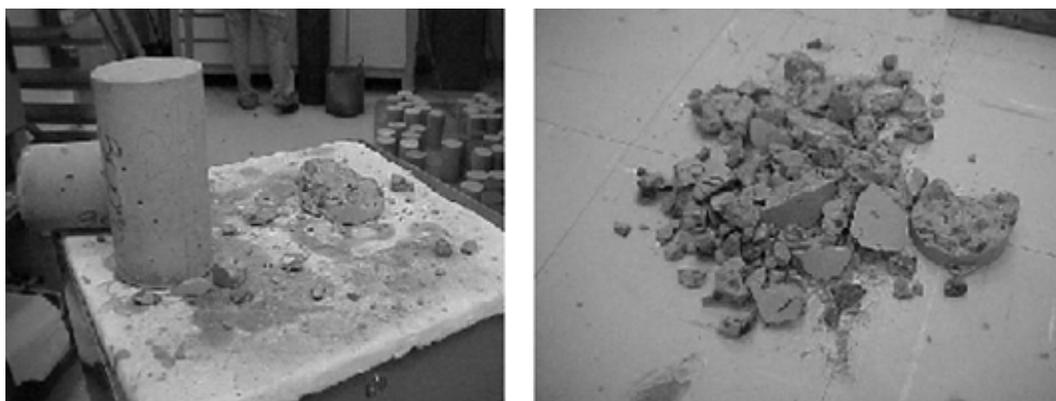


Figura 2.16 – Pedações do corpo-de-prova que explodiu após aquecimento a 300°C (GALLETTO & MENEGHINI (2000)).

Galletto & Meneghini (2000) observaram perda de resistência à compressão de 7 % para as amostras submetidas à temperatura de 300°C e 21 % para as submetidas a 420°C. O valor do módulo de elasticidade sofreu redução em torno de 20% para os corpos de prova aquecidos a 300°C.

Com o intuito de reduzir o efeito do lascamento explosivo Hertz (1992) iniciou estudos sobre a inclusão de partículas menores que o cimento (sílica ativa) no concreto de maneira que os vazios fossem preenchidos, publicando uma pesquisa advertindo o meio técnico sobre o uso da sílica ativa no concreto.

Porém, as explosões também ocorreram em seus ensaios, onde utilizou teores de sílica ativa entre 14% e 20%, em corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 10cm x 20cm e aquecidos a uma taxa de 1°C/min. Diante disso o pesquisador produziu novas amostras de concreto de alta resistência experimentando diversas

situações: alterando o teor de sílica ativa, adição de fibras de aço à mistura, reduzindo as dimensões dos corpos-de-prova e aumentando a taxa de aquecimento.

Concluiu que, para corpos-de-prova de dimensão 10cm x 20cm, sem adição de fibra de aço e com porcentagem de sílica ativa variando de 14% a 20%, ocorreram explosões para temperatura de 300°C. Outros resultados, além deste são relatados na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Variações nas amostras de CAR para diminuir os riscos de explosõesno concreto (HERTZ (1992)).

Sílica Ativa (%)	Taxa de Aquecimento (°C/min)	Dimensão dos Amostras (cm)	Fibras de Aço (%)	Resultados das explosões
14 a 20	1	10 x 20	0,0	Explodiu a 300°C
			1,5	Não explodiu
			3,0	Explodiu a 400°C
		5,7 x 10	0,0	Não Explodiu
			1,5	
			3,0	
0 a 10	5	2,8 x 5,2	0,0	
			1,5	
			3,0	
		10 x 20	0,0	

Nenhuns dos corpos-de-prova de dimensões inferiores a 10cm x 20 cm sofreram explosões. Diante disso, Hertz (1992) concluiu que o tamanho da peça influi de maneira determinante na ocorrência das explosões. Concluiu ainda que o teor de sílica ativa também influi, pois mantendo as dimensões de 10cm x 20 cm e reduzindo os teores da adição de 0 a 10%, não ocorreram explosões.

Através de testes realizados por Nouman et al. (1994) com corpos-de-prova cilíndricos de 16 x 32 cm de concreto de alta resistência, com 15 % de sílica ativa (teor

em relação ao peso de cimento) e submetidos a temperaturas de 70°C, 120°C, 300°C e 600°C, a uma taxa de aquecimento de 1°C/min, e testados depois de resfriados, constatou-se que até 120°C não houve mudanças significativas em suas propriedades, porém, acima desta temperatura o concreto de alta resistência apresentou o efeito do spalling em aproximadamente um terço dos corpos-de-prova, quando a temperatura foi acima de 300°C.

Segundo Hertz (1992), o efeito do lascamento explosivo pode ser observado nos primeiros 20 minutos de fogo em concretos tradicionais. Este efeito é consequência de uma série de fatores, dentre eles:

a) Taxa de aquecimento

A elevada taxa de aquecimento de um incêndio é um dos maiores responsáveis pelo efeito de “spalling” em um concreto tradicional. A elevação da temperatura na superfície do elemento estrutural conduz a grandes diferenças de temperaturas entre a superfície aquecida e o interior do elemento estrutural (elevados gradientes térmicos). As tensões térmicas surgem rapidamente, aumentando o risco de lascamentos instantâneos. No caso de aquecimentos lentos, os gradientes térmicos desenvolvidos são bem menores e assim o risco de fissuração é menor. Na ausência das fissuras, a liberação do vapor d’água do interior do concreto é dificultada e assim a probabilidade de ocorrer lascamento explosivo é maior;

b) Distribuição não uniforme de temperatura nos elementos estruturais

Os elementos estruturais que estão expostos ao fogo desenvolvem gradientes térmicos que induzem a formação de tensões de compressão na superfície exposta ao fogo e tensões de tração na superfície não exposta. Estas tensões desenvolvidas podem comprometer a peça, resultando os lascamentos e fissuras extensas;

c) Seções transversais delgadas

A utilização cada vez mais freqüente de concretos com resistência à compressão mais elevada, possibilitou que os elementos estruturais fossem mais esbeltos. Esta diminuição da seção do elemento estrutural resultou em um aumento de temperatura no interior da peça, ocasionando uma perda de resistência e de rigidez do material. Esta diminuição da seção do elemento estrutural resultou em tensões de compressão mais elevadas durante o período de exposição ao fogo, aumentando a probabilidade de lascamento e ocasionando uma perda de resistência e de rigidez do material;

d) Alta densidade do concreto

Quando o concreto é muito compacto, a liberação da pressão interna de vapor durante o aquecimento é dificultada, pois a porosidade é menor e nestes casos, o spalling pode ocorrer. Existem outros fatores que influenciam no fenômeno do lascamento explosivo do concreto. Pode-se afirmar que o controle efetivo do spalling no concreto ainda é o objetivo de diversas pesquisas. A taxa de elevação de temperatura e o grau de umidade do concreto dão a ele um comportamento imprevisível em relação ao lascamento explosivo.

▪ **Influência do tipo de agregado no concreto**

Misturas de concreto preparadas com agregado silicoso, como o granito, estudadas por Souza & Moreno (2003), mostraram valores de redução da resistência à compressão em torno de 15% quando os corpos-de-prova foram aquecidos a temperatura máxima de 300°C e, resfriados lentamente. Para a mesma condição de aquecimento e resfriamento a redução da resistência à tração foi em torno de 20%. Quando ensaiaram corpos-de-prova da mesma mistura de concreto à

temperatura de 600°C a redução da resistência à compressão foi 20% e da resistência à tração foi 40%. Neste estudo, também foram aquecidos corpos-de-prova à temperatura de 900°C e os valores obtidos confirmaram os estudos realizados por Neville (1997) e Almeida (1998).

Moreno & Bizzo (2004) também estudaram o efeito de temperaturas elevadas no concreto preparado com agregado granito. Aqueceram corpos-de-prova à temperatura de 600°C, seguindo a curva padrão ISO 834 (1999) e resfriaram lentamente até temperatura ambiente, obtendo para a resistência à compressão uma redução de 43% e resistência à tração redução de 63%.

As Figuras 2.17 e 2.18 ilustram os efeitos de temperatura em três tipos de concretos, em relação a resistência a compressão e ao módulo de elasticidade, respectivamente.

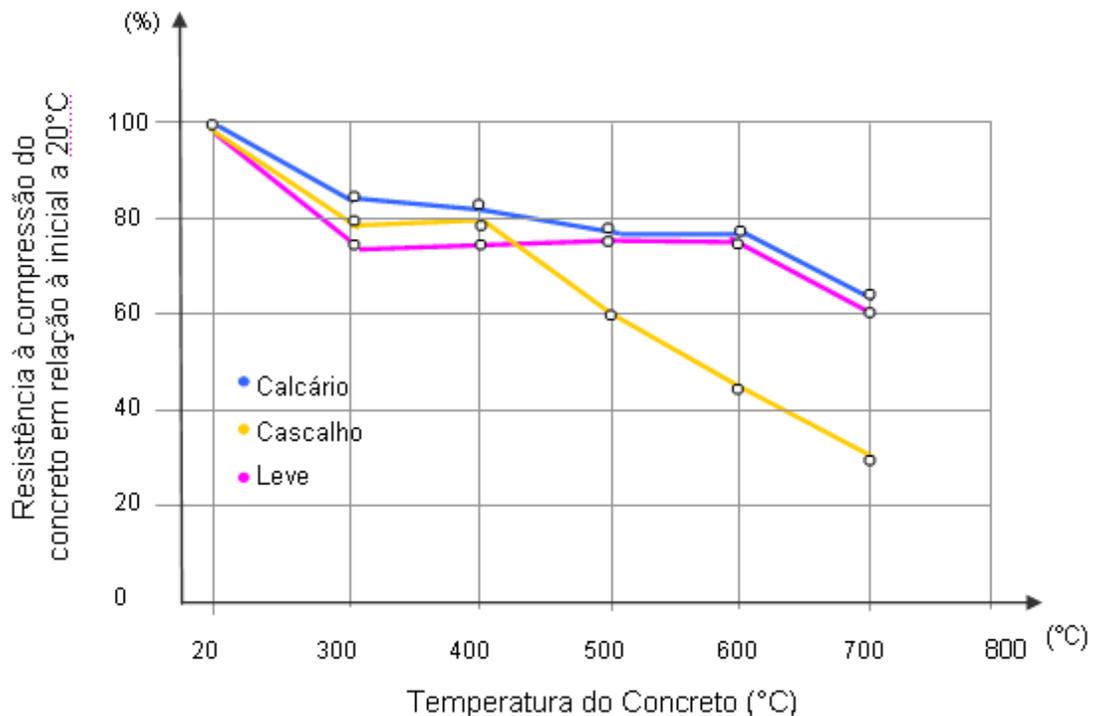


Figura 2.17 – Diminuição à compressão em função da temperatura (CÁNOVAS (1988)).

Segundo Cánovas (1988), concretos feitos com agregados calcários e leves se comportam melhor quando submetidos a temperaturas elevadas do que os feitos com agregados silicosos. Enquanto o concreto com agregado calcário apresentou 50% da resistência à compressão o concreto com agregado silicoso apresentou 18%, quando submetidos a 700°C.

O módulo de elasticidade sofre perda maior que a resistência para a temperatura de 700°C o concreto com agregado calcário apresentou 68% do valor inicial, o concreto com agregado leve ficou em torno de 45% e o concreto com cascalho silicoso apresentou apenas 30% do valor inicial.

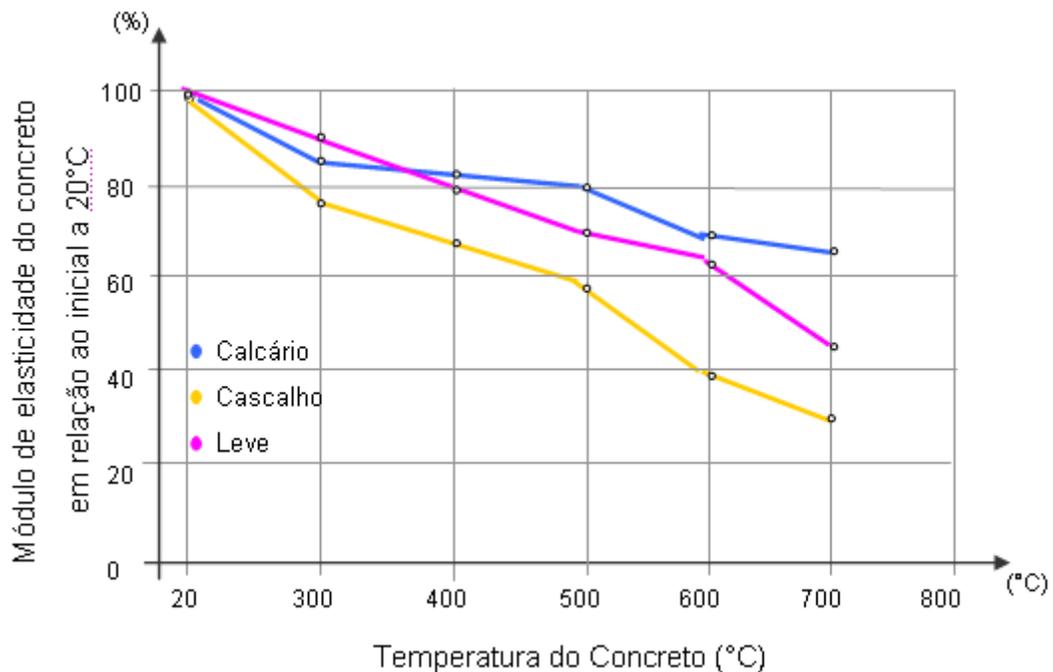


Figura 2.18 – Diminuição do módulo de elasticidade em função da temperatura (CÁNOVAS (1988)).

Khoury (1992) *apud* Neville (1997) estudou a influência do tipo de

agregado no concreto submetido a temperaturas elevadas, os resultados obtidos são apresentados na Figura 2.19.

No ensaio realizado pode-se verificar que no início do aquecimento a mistura de concreto que utilizou como agregado a vermiculita expandida, apresentou um aumento de resistência. Esse aumento de resistência pode ocorrer devido à reação endotérmica que sofre este tipo de agregado, onde o calor é absorvido, o que provoca aumento de sua resistência, pois este tipo de agregado é fabricado em temperaturas elevadas.

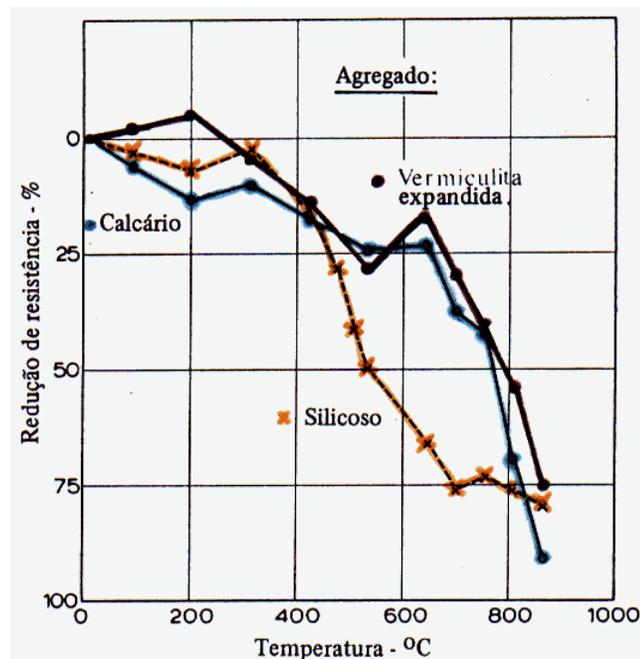


Figura 2.19 - Influência do tipo de agregado no comportamento do concreto submetido a elevadas temperaturas (KHOURY (1992) *apud* NEVILLE (1997)).

Após aquecimento a temperatura de 600°C todas as misturas de concreto apresentaram reduções próximas. Sendo que esta redução foi em torno de 75% para as misturas que foram preparadas com o agregado silicoso e com a vermiculita expandida. A mistura preparada com o agregado calcário apresentou maior redução, em torno de 85%. No entanto, deve-se observar que a mistura que utilizou o agregado

silicoso sofre redução acentuada a partir de 450°C.

A seguir, faz-se uma breve colocação dos pontos mais importantes das normas internacionais para estruturas de concreto em situação de incêndio, em relação à influência do tipo de agregado. As Figuras 2.20, 2.21 e 2.22 apresentam dados referentes aos tipos de agregados utilizados nas misturas de concreto que foram submetidos ao aquecimento. As normas que apresentam essas curvas são o EUROCODE (2001), AS 3600 (2001) e o ACI 216R-89 (1996). Convenientemente adotou-se referenciar o ACI 216R-89 (1996).

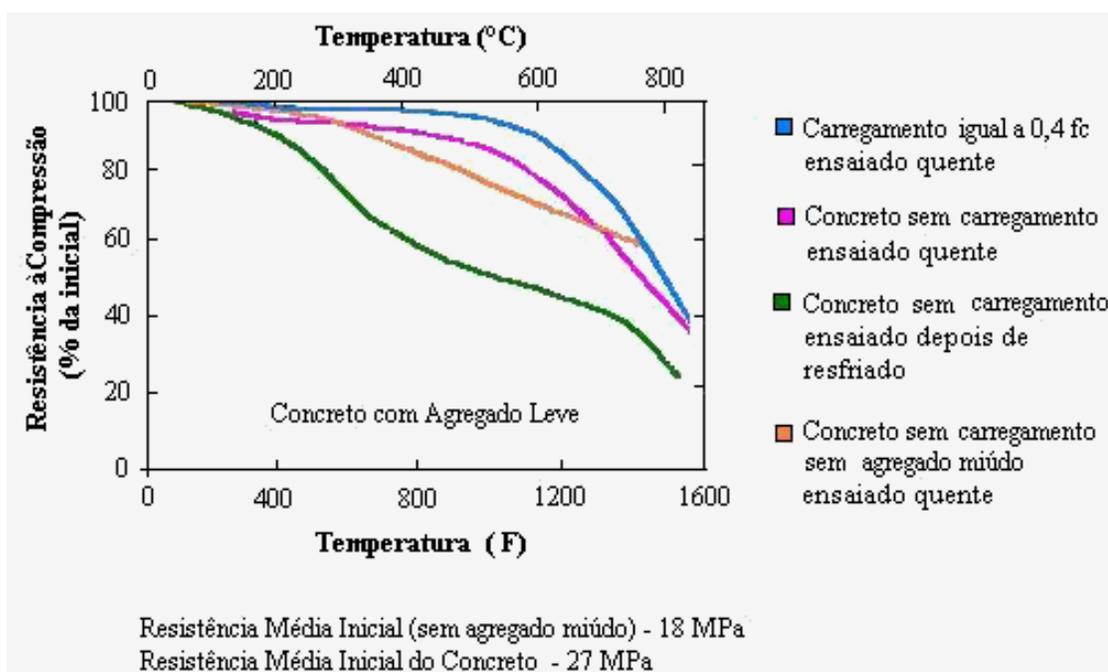


Figura 2.20 – Resistência à compressão de concreto preparado com agregado leve (ACI 216R-89 (1996)).

Nota-se que o histórico de carga e o tipo de resfriamento influenciam o resultado da resistência mecânica do concreto preparado com agregado leve, quando este é submetido a temperaturas elevadas. O concreto ensaiado quente e com carregamento igual a 0,4 f_c apresenta menor redução até a temperatura de 600°C perda

próxima a 10%.

Quando o concreto foi ensaiado sem carga e quente a perda chega a 30%. No entanto, a pior condição é aquela em que o concreto foi ensaiado depois de resfriado e sem carregamento, tendo sua resistência diminuída em 50% para a temperatura de 400°C. Quando este concreto foi aquecido até 800°C apresentou redução de 80% da sua resistência inicial.

O concreto preparado com agregado calcário, Figura 2.21, praticamente, não apresentou redução de sua resistência à compressão para temperatura até 600°C. Neste caso o concreto foi ensaiado com carregamento igual a $0,4 f_c$ e quente. Acima de 600°C houve uma redução brusca de sua resistência, apresentando 50% do valor inicial quando a temperatura atingiu 800°C.

O concreto ensaiado sem carregamento e quente apresentou redução de 20% à 600°C e 70% à 800°C. Neste caso observou-se o mesmo comportamento do concreto ensaiado com carregamento de $0,4 f_c$ apresentando uma queda brusca de sua resistência após 600°C.

Quando o concreto foi ensaiado sem carregamento e depois de resfriado, à temperatura de 200°C já havia reduzido 30% de sua resistência inicial. Quando a temperatura atingiu 600°C a redução estava em torno de 70%.

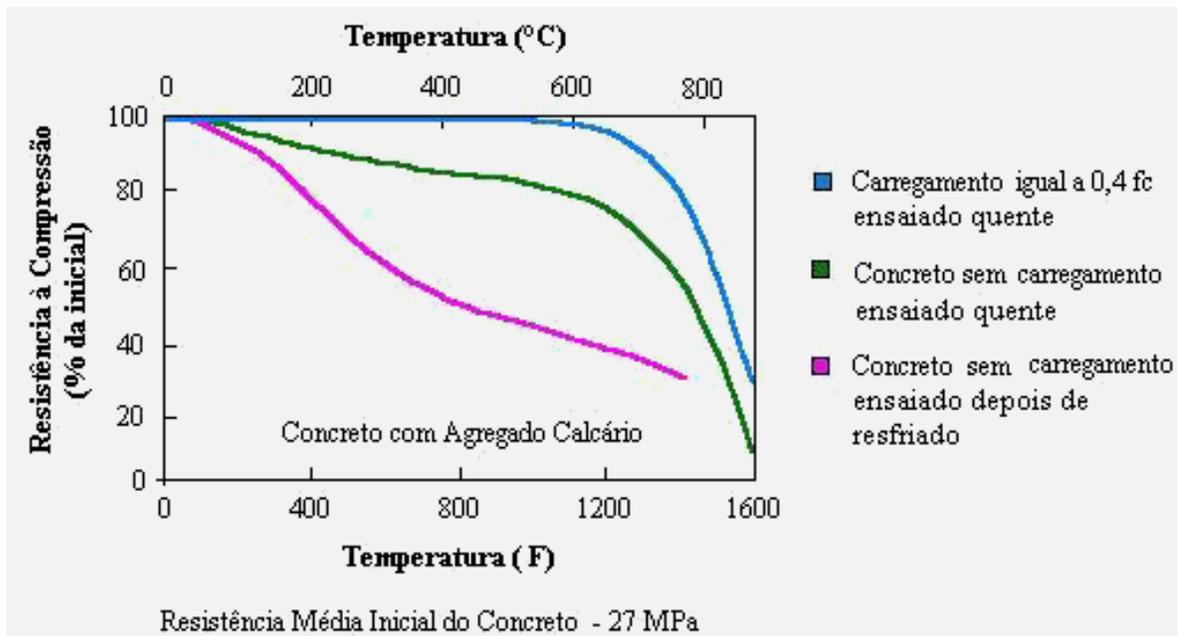


Figura 2.21 – Resistência à compressão de concreto preparado com agregado calcário (ACI 216R-89 (1996)).

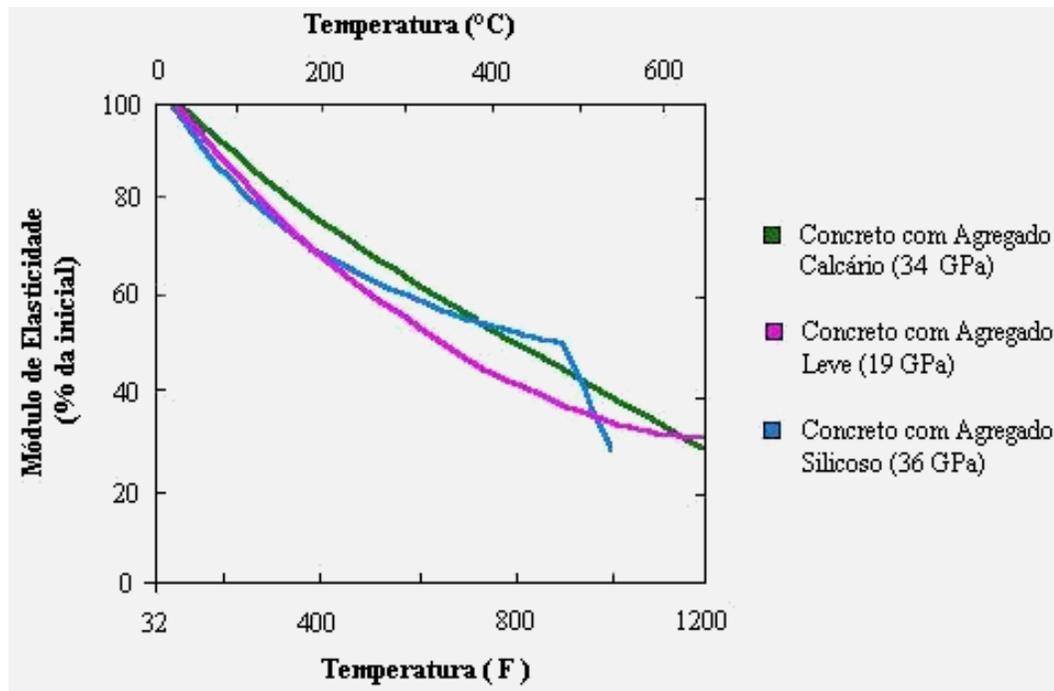


Figura 2.22 – Módulo de elasticidade para concretos preparados com diferentes agregados (ACI 216R-89 (1996)).

As três misturas de concreto avaliadas pelo ACI 216R-89 (1996) apresentaram redução significativa quando a temperatura atingiu 200°C, valores entre 20% e 30% do inicial. Para a temperatura de 400°C a redução foi próxima de 55% para as misturas preparadas com os agregados calcário e silicoso e, 60 % para a mistura preparada com o agregado leve.

Quando a temperatura atingiu 500°C a mistura de concreto que utilizou agregado silicoso apresentou redução de 70% e, não atingiu a temperatura de 600°C, provavelmente por ter rompido antes. As misturas preparadas com os outros dois tipos de agregado apresentaram redução de 70% para a temperatura de 600°C.

A NBR 15200 (ABNT, 2004), apresenta valores de redução da resistência à compressão para concreto preparado com agregado calcário em torno de 15% do valor inicial, quando aquecido à 300°C. Este valor ao ser comparado com o ACI 216R-89 (1999) apresenta diferença significativa, já que o valor de redução da norma internacional é em torno de 40%. Os resultados apresentados pelas duas normas, para a temperatura de aquecimento de 600°C, são iguais, ou seja, a redução foi 40%.

Em relação ao módulo de elasticidade verifica-se a mesma diferença para a temperatura de exposição de 300°C. Enquanto o ACI 216R-89 apresenta valores de redução de 35% e 40% para as misturas preparadas com agregado calcário e silicoso, respectivamente, a NBR 15200 (ABNT, 2004) apresenta 15% e 20% de redução para concreto com agregado calcário e silicoso, respectivamente.

Para a temperatura de exposição de 600°C a norma internacional apresenta valor de redução de 60% para o concreto preparado com agregado calcário. Para o concreto preparado com agregado silicoso não foi apresentado valor de redução a partir de 500°C. Neste caso o concreto pode ter se deteriorado a esta temperatura. A norma nacional indica redução de módulo de elasticidade em torno de 65% e 80% para as

misturas preparadas com os agregados calcário e silicoso, respectivamente.

3. METODOLOGIA DE ENSAIO

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo é apresentada a metodologia experimental utilizada para o desenvolvimento desta pesquisa. As variáveis envolvidas e as constantes adotadas, também serão descritas neste capítulo.

O número de variáveis influentes no comportamento de concretos sob efeito do fogo é elevado, destacando-se o tipo de agregado, temperatura máxima de exposição, a umidade do concreto, a relação água/cimento, o tipo de cimento, o tamanho do corpo-de-prova, a taxa de elevação e a taxa de resfriamento, a trabalhabilidade do concreto e o tipo de cura.

Neste trabalho, as variáveis envolvidas foram o tipo de agregado graúdo, temperatura máxima de exposição (300° e 600°C), condições de reidratação para a recuperação da resistência mecânica após o aquecimento e o tempo de exposição à temperatura.

Como constantes foram adotados o cimento e o agregado miúdo, a relação água/cimento, a geometria do corpo-de-prova, o tipo de cura, o teor de umidade, a taxa de aquecimento (Curva Padrão ISO-834) e a taxa de resfriamento (aproximadamente 1°C/minuto).

Os corpos-de-prova das três misturas de concreto foram moldados com dimensões de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, de acordo com as especificações da NBR 12821– Preparação de concreto em laboratório e com a NBR 5738 – Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto.

Para cada mistura de concreto, a primeira com agregado argila expandida, a segunda com agregado basalto e a terceira com agregado calcário, foram moldados 176 corpos-de-prova, sendo as proporções entre os materiais, em peso, iguais à 1:2,93:1,37:0,57; 1:2,80:2,39:0,57 e 1:2,67:2,32:0,57; respectivamente para o cimento, agregado miúdo, agregado graúdo e relação água/cimento. As três misturas foram preparadas para garantir a mesma relação água/cimento.

Para cada mistura de concreto, corpos-de-prova foram avaliados em relação às suas resistências à compressão, tração e módulo de elasticidade após transcorridos 100 dias de suas moldagens (todos os corpos-de-prova ficaram em câmara úmida neste período), onde, praticamente está estabilizado o incremento das propriedades mecânicas do concreto em função da idade. Os resultados obtidos foram o padrão de comparação para as amostras aquecidas às temperaturas máximas de exposição (300°C e 600°C).

3.2. MISTURAS DE CONCRETO

Para obter as três misturas de concreto utilizadas nesta pesquisa, foram atendidas as seguintes etapas:

- a) Escolha e caracterização dos três tipos de agregados graúdos, e do agregado miúdo, disponíveis na região de Campinas – SP. Realizando ensaios para determinar a granulometria, a massa unitária, o módulo de

finura e a massa específica;

- b) Estabelecimento de três misturas de concreto utilizando os agregados graúdos escolhidos;
- c) Ensaio de caracterização dos materiais envolvidos nesta pesquisa e ensaios de aquecimento das amostras nas temperaturas estipuladas;
- d) Controle do material concreto, através de ensaios para determinar o teor de ar incorporado, a trabalhabilidade e ensaio de compressão aos 28 dias de idade após cada mistura realizada, em corpos-de-prova cilíndricos de dimensão 10cm x 20cm.

3.3. DOSAGEM E PROCEDIMENTO DE MISTURA

Após a caracterização dos materiais, foram feitos estudos para as dosagens experimentais das três misturas de concreto. Procurou-se adotar misturas utilizadas na região de Campinas, provenientes de uma concreteira situada na cidade de Campinas-SP. As misturas foram modificadas para que atendessem ao parâmetro adotado como fixo, ou seja, a relação água/cimento.

O procedimento de mistura foi realizado de acordo com a NBR 12821 (ABNT, 1983).

Para se obter as misturas definitivas foram realizados ensaios para determinar o teor de ar incorporado, de acordo com o método pressométrico da NBR NM 47 (ABNT, 2002), a fim de ser corrigida as misturas, Figura 3.1.



Figura 3.1 - Ensaio para determinar teor de ar incorporado, pelo método pressométrico.

A qualidade e uniformidade da mistura de concreto estão relacionadas com a determinação do teor de ar incorporado. Para determinar o teor foi utilizado um aparelho mecânico. Este método utiliza o medidor com uma campânula de medida e um sistema de vedação. O princípio do método consiste no preenchimento de todo o volume da campânula com água, sobre o volume do conhecido do concreto. Aplica-se uma pressão de ar pré-estabelecida sobre a água que penetra no concreto reduzindo o volume de ar na amostra. A quantidade é calibrada em termos de porcentagem de vazios na amostra de concreto e registrada no manômetro do equipamento.

Para que as misturas de concreto fossem determinadas como definitivas o ensaio para determinar o abatimento foi realizado, como mostra a Figura 3.2, para a mistura de concreto feita com agregado argila expandida.

A trabalhabilidade dos concretos fluidos é medida pelo abatimento do tronco de cone, devido a facilidade da aplicação para controlar a uniformidade da produção de

concreto. Este método consiste no enchimento de um molde tronco-cônico com a mistura de concreto. Em seguida o molde é retirado vagarosamente. O concreto é abatido após a retirada do molde, pelo seu peso próprio, e a altura do tronco de cone é o abatimento. Este ensaio foi realizado de acordo com a NBR NM 67 (ABNT, 1998).

A consistência do concreto é um parâmetro de trabalhabilidade. Lea & Desch (1956) *apud* Petrucci (1978) definiram como trabalhabilidade do concreto como sendo a facilidade com que o material concreto flui, enquanto, ao mesmo tempo, fica coerente e resistente à segregação. Pode-se dizer que a trabalhabilidade é a propriedade do concreto fresco que identifica sua maior ou menor aptidão para ser empregado com determinada finalidade, sem perder sua homogeneidade.



Figura 3.2 - Ensaio de “Slump Test” para determinar o abatimento do concreto preparado com agregado argila expandida.

3.2.1. CONCRETO PREPARADO COM AGREGADO ARGILA EXPANDIDA

O concreto foi preparado em 4 séries de 47 corpos-de-prova. De cada série, 3 corpos-de-prova foram ensaiados com o objetivo de determinar a resistência média à compressão aos 28 dias de idade. Ao final o número de corpos-de-prova da mistura preparada com a argila expandida foi 176 corpos-de-prova.

Na Figura 3.3 pode ser visto o concreto preparado com agregado argila expandida. O concreto apresentou boa trabalhabilidade, cujo resultado de abatimento foi 125 mm.



Figura 3.3 - Mistura de concreto preparada com agregado argila expandida.

Nas moldagens dos corpos-de-prova, foi utilizado o adensamento manual, com o concreto sendo colocado em duas camadas, como pode ser visto na Figura 3.4, que mostra a preparação da formas para receber a mistura.



Figura 3.4 - Preparação das fôrmas para moldagem dos corpos-de-prova (Dimensão: 10 cm x 20 cm).

3.2.2. CONCRETO PREPARADO COM AGREGADO BASALTO

O concreto foi preparado em 4 séries de 47 corpos-de-prova. De cada série, 3 corpos-de-prova foram ensaiados com o objetivo de determinar a resistência média à compressão aos 28 dias de idade. Ao final o número de corpos-de-prova da mistura preparada com a argila expandida foi 176 corpos-de-prova. Todas as séries tiveram a mesma dosagem de materiais e mesmo controle de temperatura ambiente e do concreto.

3.2.3. CONCRETO PREPARADO COM AGREGADO CALCÁRIO

O concreto foi preparado em 4 séries de 47 corpos-de-prova. De cada série, 3

corpos-de-prova foram ensaiados com o objetivo de determinar a resistência média à compressão aos 28 dias de idade. Ao final o número de corpos-de-prova da mistura preparada com a argila expandida foi 176 corpos-de-prova. Todas as séries tiveram a mesma dosagem de materiais e mesmo controle de temperatura ambiente e do concreto.

3.4. ENSAIOS PRINCIPAIS

Para cada mistura de concreto, corpos-de-prova foram avaliados em relação às suas resistências à compressão, tração e módulo de elasticidade após transcorridos 100 dias de suas moldagens (todos os corpos-de-prova ficaram em câmara úmida neste período), onde, praticamente está estabilizado o incremento das propriedades mecânicas do concreto em função da idade. Os resultados obtidos foram o padrão de comparação para as amostras aquecidas às temperaturas máximas de exposição (300°C e 600°C).

Para a avaliação do tempo de exposição de cada amostra às temperaturas máximas de exposição, foi utilizado um forno especialmente desenvolvido para este estudo, Figura 3.5. Ressalta-se que este forno é capaz de simular eletronicamente a taxa de aquecimento da Curva Padrão ISO-834 (1999).

Este equipamento apresenta um suporte central para o corpo-de-prova e arranjo para termopares que foram embutidos nas amostras, em orifícios previamente executados durante a sua concretagem. Todos os termopares foram conectados a um equipamento de aquisição automática de dados.



Figura 3.5 - Forno tubular 1200 FL micro processado para teste de incêndio de corpos-de-prova de concreto, para monitoramento por termopar.

O tempo de exposição à temperatura máxima foi àquele correspondente ao tempo necessário para que o Termopar 1, localizado no interior do corpo-de-prova de cada mistura, alcançasse a temperatura externa estipulada, Termopar 2, Figura 3.6.

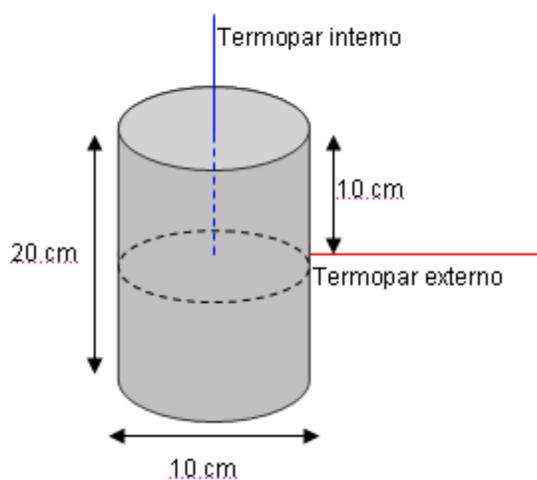


Figura 3.6 - Esquema de instrumentação dos corpos-de-prova para monitoramento da elevação de temperatura.

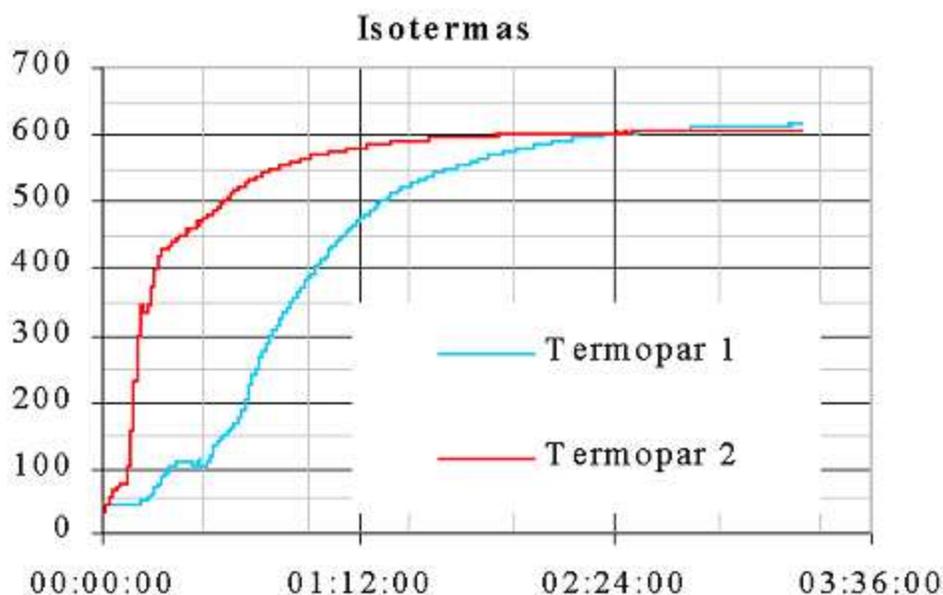


Figura 3.7 - Procedimento para obter curva de aquecimento das amostras de concreto, utilizando um forno que simula eletronicamente a curva padrão ISO 834 (1999).

A distribuição dos termopares facilitou o monitoramento da temperatura dentro da amostra, sendo possível então acompanhar toda a evolução da temperatura ao longo do tempo nos pontos instrumentados, de acordo com a curva representada na Figura 3.7. Esta é uma curva padrão de referência para corpos-de-prova das três misturas de concreto aquecidas nas temperaturas máximas de 300°C e 600°C.

O fluxograma, Figura 3.8, apresenta o método de ensaio de aquecimento das misturas de concreto. Para cada mistura foram moldados 176 corpos-de-prova, que foram mantidos em câmara úmida por 100 dias. Após esse período todos os corpos-de-prova foram colocados em estufa, a medida que eram submetidos ao processo de aquecimento.

Depois de 24 horas dentro da estufa, 8 corpos-de-prova foram retirados e ensaiados para que fossem obtidas as resistências à compressão (média de 5 corpos-de-prova), a resistência à tração (média de 3 corpos-de-prova) e o módulo de elasticidade (obtido através dos 5 corpos-de-prova que foram

submetidos à compressão). Os valores obtidos nestes ensaios serão o padrão de comparação com os corpos-de-prova que serão aquecidos. Dividiu-se, então cada lote de 168 corpos-de-prova em dois de 84 corpos-de-prova para serem submetidos as temperaturas de 300°C para o lote 1 e 600°C para o lote 2.

Dos 84 corpos-de-prova que foram aquecidos, a temperatura de 300°C, retirou-se 6 corpos-de-prova quentes que foram submetidos ao resfriamento rápido – procedimento usual em combates a incêndios – e realizaram-se os ensaios para obter as resistências à compressão, à tração e o módulo de elasticidade. Depois retirou-se mais 6 corpos-de-prova para serem avaliadas as resistências à compressão, à tração e o módulo de elasticidade sob o efeito do resfriamento lento, onde a taxa de resfriamento foi 1°C/minuto. Estes dois processos de resfriamento foram comparados com os resultados obtidos pelos corpos-de-prova que não foram aquecidos.

Após estes ensaios restaram 72 corpos-de-prova que foram aquecidos e resfriados lentamente (1°C/minuto). Quando a temperatura dos corpos-de-prova atingia 25°C, ou seja, temperatura ambiente, estes foram retirados e submetidos ao processo de reidratação para possível recuperação das propriedades avaliadas. Dividiram-se os 72 corpos-de-prova em três lotes de 24 corpos-de-prova cada. Cada lote foi submetido a um tipo de reidratação: o primeiro lote foi imerso em água, o segundo lote foi envolvido em filme plástico – cada corpo-de-prova foi envolvido por filme plástico separadamente - e o terceiro lote foi exposto a umidade e temperatura ambiente.

Os corpos-de-prova foram ensaiados para as idades de 7 dias, 28 dias, 56 dias e 112 dias após o processo de reidratação, onde foram obtidas as resistências à compressão, à tração e o módulo de elasticidade. Para cada idade foram ensaiados 6 corpos-de-prova, sendo que de 3 corpos-de-prova foram obtidos os módulos de elasticidade e as resistências à compressão e dos outros 3 corpos-de-prova foram obtidas as resistências à tração.

Os resultados obtidos foram apresentados em porcentagem dos valores médios

para comparação com o padrão de 100% e para comparação com os ensaios realizados com os corpos-de-prova que foram resfriados rápida e lentamente. O procedimento descrito, anteriormente, para os corpos-de-prova aquecidos à 300°C foi repetido para os que foram aquecidos à 600°C.

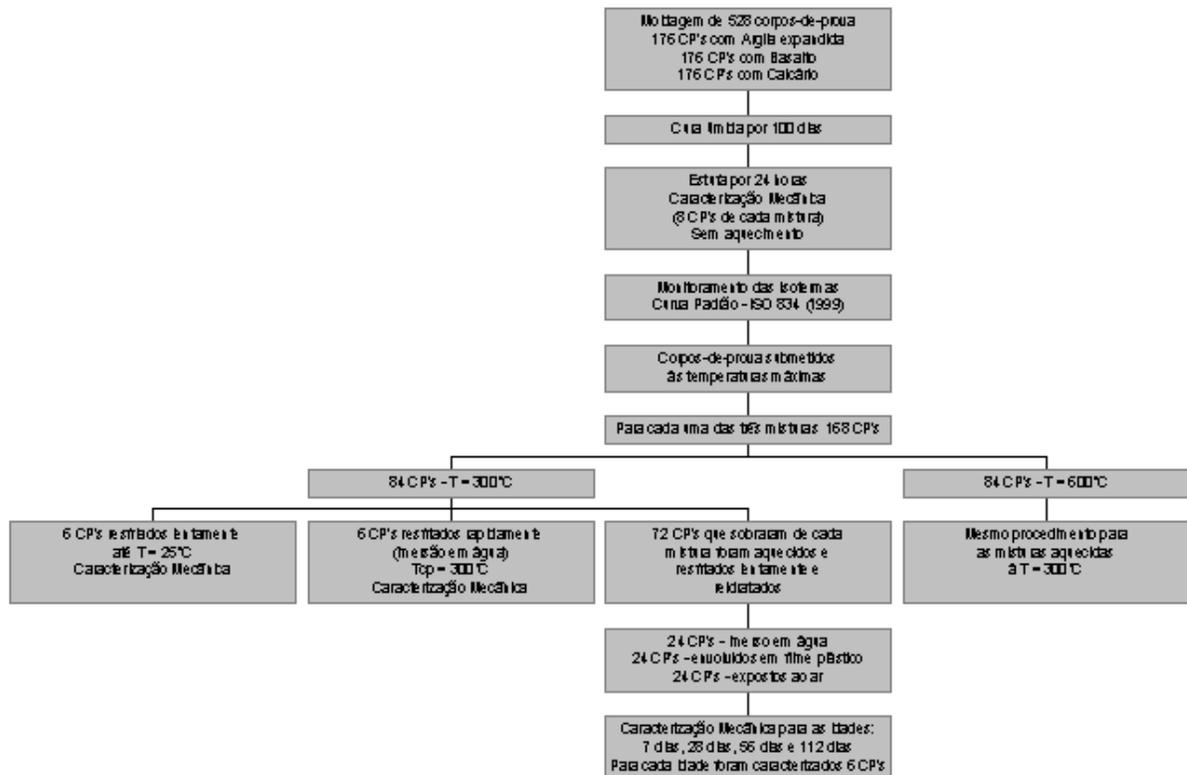


Figura 3.8 – Organograma do procedimento dos ensaios dos corpos-de-prova das três misturas de concreto.

4.RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios dos materiais utilizados para as misturas dos três concretos que foram estudados nesta pesquisa: concreto com agregado argila expandida, concreto com agregado basalto e concreto com agregado calcário. Algumas propriedades de cada material são apresentadas separadamente.

4.1. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Os materiais utilizados nesta pesquisa foram caracterizados com o auxílio de um laboratório de materiais de uma concreteira da cidade de Campinas-SP, exceto o cimento, que teve suas especificações fornecidas pelo fabricante. Os materiais utilizados foram estocados e mantidos em ambiente com temperatura uniforme e controlada por 24 horas antes da mistura de concreto ser realizada.

4.1.1. CIMENTO

O cimento utilizado na elaboração das três misturas de concreto foi o CP V ARI RS (Cimento Portland de alta resistência inicial e resistente a sulfatos). Foi escolhido este cimento, porque tem o menor teor de escória, se comparado com os outros tipos existentes e porque apresenta a menor variação de resistência, em pesquisas realizadas nos últimos quatro anos.

O cimento atende todas as exigências estabelecidas na NBR 5733 (ABNT, 1991) e NBR 5737 (ABNT, 1992). As Tabelas 4.1 e 4.2 a seguir apresentam os resultados dos ensaios de caracterização química e físico-química, segundo as normas brasileiras. A Tabela 4.3 apresenta os ensaios de resistência à compressão, de acordo com NBR 7215 (ABNT, 1996).

Tabela 4.1 – Composição química do cimento CP V ARI RS.

ENSAIOS	RESULTADOS (% em massa)	NORMAS
Perda ao Fogo (PF)	0,85	NBR 5743/89
Dióxido de silício total (SiO ₂)	26,09	NBR 9203/85
Óxido de alumínio (Al ₂ O ₃)	9,30	NBR 9203/85
Óxido de ferro (Fe ₂ O ₃)	2,04	NBR 9203/85
Óxido de cálcio total (CaO)	54,91	NBR 9203/85
	3,16	NBR 9203/85
	2,53	NBR 5745/89
Óxido de magnésio (MgO)	0,10	NBR 5747/89
Anidrido sulfúrico (SO ₃)	0,50	NBR 5747/89
Óxido de sódio (Na ₂ O)	0,28	NBR 5746/91
Óxido de potássio (K ₂ O)	0,85	NBR
Enxofre (S)	0,87	11583/90
Anidrido carbônico (CO ₂)	0,70	NBR 5744/89
Resíduo insolúvel (RI)		NBR 7227/90
Óxido de cálcio livre (CaO)		

Tabela 4.2 – Caracterização físico-mecânica do cimento CP V ARI RS.

ENSAIOS	RESULTADO S	NORMAS
Finura resíduo na peneira de 75µm (%)	1,8	NBR 11579/91
Massa específica (g/cm ³)	3,01	NBR NM
Área específica (cm ² /g)	4540	23/01
Água da pasta de consistência normal (%)	28,1	NBR NM
		76/98
		NBR 11580/91

Tabela 4.3 – Ensaio de resistência à compressão (MPa).

IDADES (Dias)	Corpo-de-prova n.º01	Corpo-de-prova n.º02	Corpo-de-prova n.º03	Corpo-de-prova n.º04	MÉDIA	DRM (%)
1	11,7	11,7	11,9	11,4	11,7	2,6
3	25,8	25,3	26,9	26,2	26,1	3,1
7	38,7	36,3	36,7	36,3	37,0	4,6
28	53,0	52,0	53,5	51,5	52,5	1,9

4.1.2. AGREGADO MIÚDO

Para as três misturas dos concretos, foram utilizados como agregado miúdo um misto de calcário, composto por areia fina e pedrisco misto. A areia fina proveniente de Pirassununga – SP, cujos ensaios físicos foram realizados de acordo com a NBR 7211 (ABNT, 1983) e que são apresentados na Tabela 4.4 e curva granulométrica apresentada na Figura 4.1.

Tabela 4.4 – Ensaio físico em agregados – Areia Fina.

PENEIRA	PESO	% RETIDA	% ACUM.	Módulo de Finura	1,20	
38	0	0	0	Dimensão máxima Caract.	0,6	Mm
25	0	0	0	Massa Específica	2,64	g/cm ³
19	0	0	0	Massa Unitária	1.425	kg/m ³
12,5	0	0	0	Material Pulverulento	1,0	%
9,5	0	0	0	Torrões de Argila	-	%
2,4	1	0	0			
1,2	5	1	1	Material Aprovado	■	
0,6	27	3	4	Material Reprovado	□	

0,3	214	21	25
0,15	649	65	90
Fundo	104	10	100
	1000	100	120

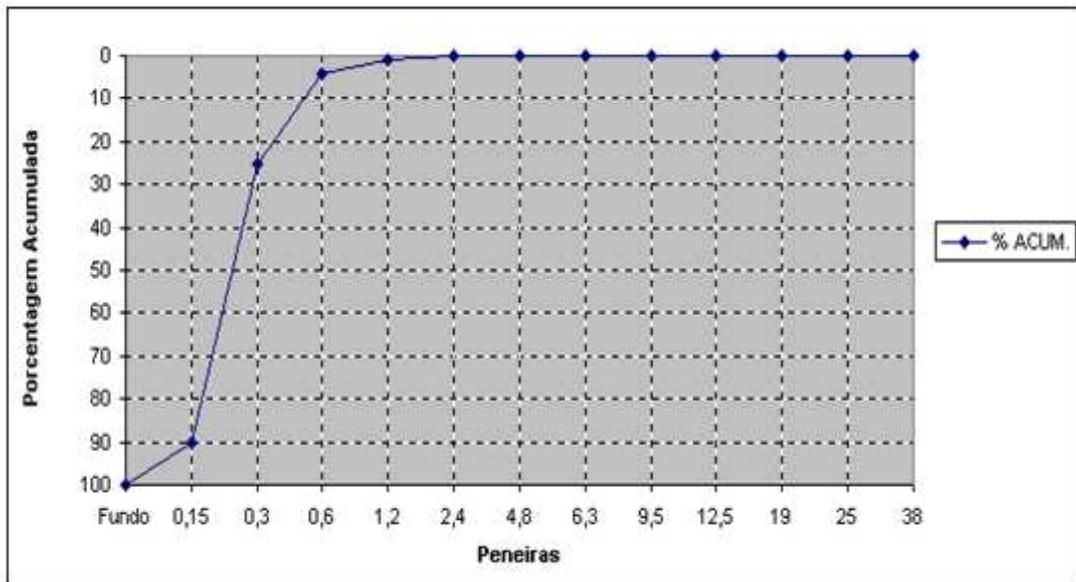


Figura 4.1 – Curva granulométrica da areia fina.

Os ensaios físicos para o pedrisco misto, proveniente de Cajamar/SP, são apresentados na Tabela 4.5 e a curva granulométrica é apresentada na Figura 4.2.

Tabela 4.5 – ensaio físico em agregados – Pedrisco Misto.

PENEIRA	PESO	% RETIDA	% ACUM.			
				Módulo de Finura	4,15	
38	0	0	0	Dimensão máxima Caract.	9,5	Mm
25	0	0	0	Massa Específica	2,74	g/cm ³
19	0	0	0	Massa Unitária	1.572	kg/m ³
12,5	0	0	0	Material Pulverulento	9,6	%
9,5	0	0	0	Torrões de Argila	-	%
6,3	142	14	14	Impurezas Orgânicas	-	ppm
4,8	87	9	23	Absorção	-	%
2,4	304	30	53			
1,2	186	19	72	Material Aprovado	■	□

0,6	97	10	82	Material Reprovado <input type="checkbox"/>
0,3	60	6	88	
0,15	90	9	97	
Fundo	34	3	100	
	1000	100	415	

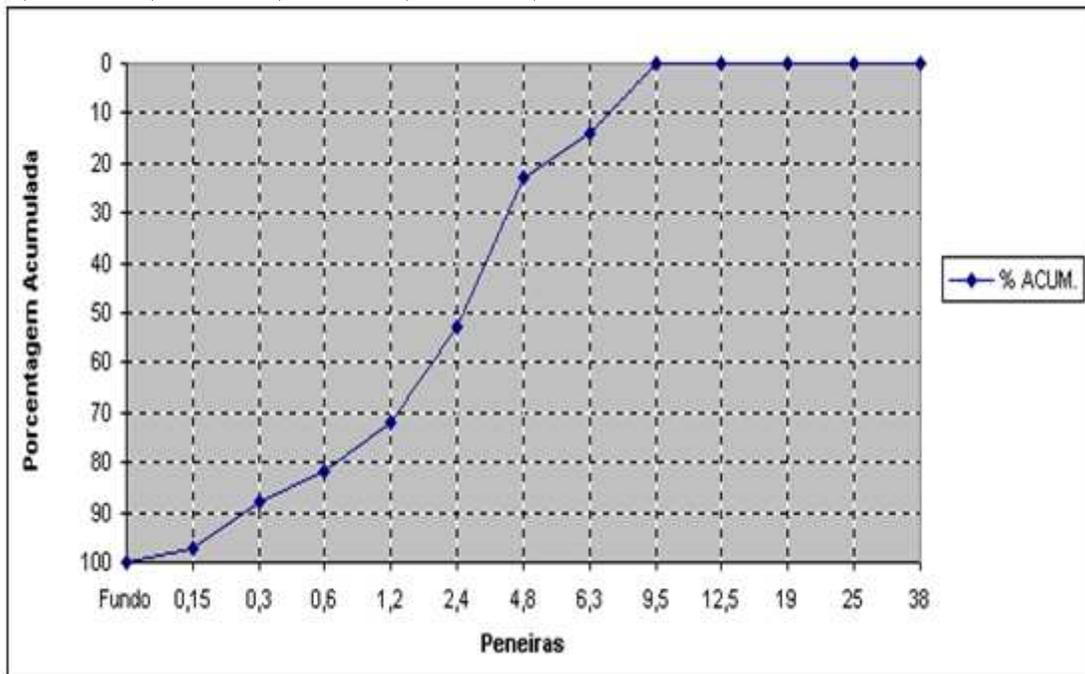


Figura 4.2 – Curva granulométrica do pedrisco misto.

O pedrisco misto e o calário utilizados para o preparo de uma das misturas de concreto são o mesmo. Apresenta-se na Tabela 4.6 a análise petrográfica deste material.

Ao apresentar os dados dos agregados graúdos, somente será citada a Tabela 4.6, pois seria repetida, caso a colocasse.

Tabela 4.6 – Análise petrográfica do pedrisco misto e da brita (calcário para preparo de uma mistura de concreto).

Análise Petrográfica - Pedrisco Misto e Brita	
Material: amostra de rocha	Referência: Engexplo

Descrição macroscópica	Cor: estado seco = cinza escuro estado úmido = preto acinzentado
	Estrutura: foliada
Descrição microscópica	Textura: granular microcristalina a granoblástica poligonal, equigranular
	Natureza: metassedimentar
	Minerais (avaliação visual): Calcita (*) = 95% Opacos = <5% outros: <5% quartzo mica branca hidróxido de ferro (*) identificada por difratometria de raios X
	Granulação: 0,02 a 0,07 mm; nas vênulas: 0,07 a 0,5mm.
	Estado microfissural: ocorrem algumas vênulas com espessura submilimétrica a milimétrica, subparalelas ou ligeiramente oblíquas à estruturação geral da rocha. Uma delas atinge largura subcentimétrica. Acham-se preenchidas por carbonato de granulação mais grossa e raro quartzo.
	Alteração: rocha sã
Classificação: Metacalcário	
Observação: Observam-se raras lentes constituídas por opacos e quartzo, este em cristais prismáticos, alongados formando sombras de pressão, evidenciando que a rocha foi submetida a um certo grau de metamorfismo, daí a denominação de metacalcário. Observam-se estiólitos de hidróxido de ferro.	

4.1.3. AGREGADO GRAÚDO

A qualificação dos agregados foi feita de acordo com as exigências mínimas prescritas na norma para ensaios físicos da NBR 7211 (ABNT, 1983).

a) Dimensão máxima característica

Encontra-se na literatura diferentes opiniões sobre a dimensão máxima adequada para as misturas de concreto. De acordo com Helene (1992), quanto maior a dimensão do agregado, mais

econômico é o concreto, pois a dimensão está relacionada a trabalhabilidade do concreto fresco;

b) Resistência à compressão

Os agregados devem ter grãos resistentes e duráveis, para isso a resistência aos esforços mecânicos deve ser, pelo menos, superior à da pasta de cimento, pois ao contrário esta não seria totalmente aproveitada. Os agregados naturais, em geral, satisfazem esta condição, segundo Bauer (1980);

c) Forma e textura

Na composição do concreto a aderência pasta de cimento – agregado exerce papel importante na interação dos dois componentes. Assim, a forma e a textura superficial do agregado são fatores importantes no comportamento mecânico e, de acordo com Neville (1997), a resistência à flexão é mais afetada que a resistência à compressão.

Segundo Bauer (1980), os agregados de grãos arredondados devem ser preferenciais, pois em seus experimentos constatou-se que as quantidades de água necessária à execução de concretos com pedregulhos e pedra britada estão na relação 1 : 1,2. No entanto, com o emprego de pedra britada, devido a maior aderência entre o grão e a pasta de cimento, consegue-se um concreto mais resistente. Os agregados contendo partículas lamelares são prejudiciais, pois esses elementos dificultam o adensamento do concreto.

▪ **Argila Expandida**

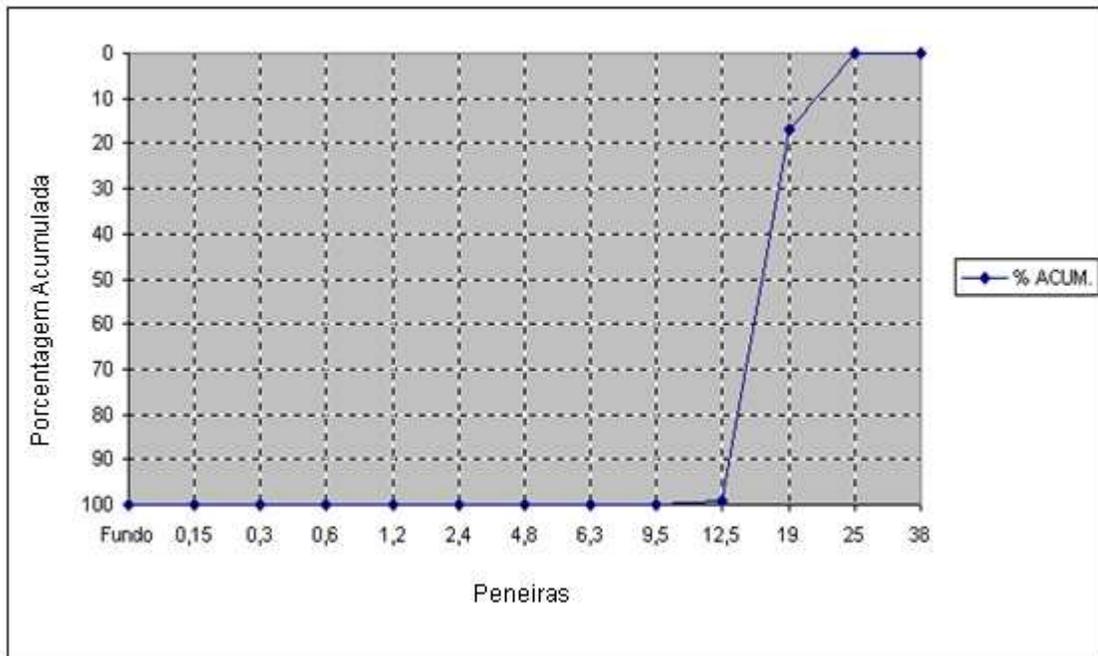
Este agregado artificial é proveniente de Várzea Paulista, com os ensaios físicos

representados na Tabela 4.7 e curva granulométrica apresentada na Figura 4.3.

A Tabela 4.8 mostra a análise química da argila expandida e uma observação sobre sua fabricação.

Tabela 4.7 – Ensaio físico em agregados – Argila Expandida.

PENEIRA	PESO	% RETIDA	% ACUM.	Módulo de Finura	7,17	
38	0	0	0	Dimensão máxima Caract.	25	Mm
25	0	0	0	Massa Específica	-	g/cm ³
19	1676	17	17	Massa Unitária	479	kg/m ³
12,5	8152	82	99	Material Pulverulento	-	%
9,5	105	1	100	Torrões de Argila	-	%
6,3	10	0	100	Impurezas Orgânicas	-	Ppm
4,8	0	0	100	Absorção	-	%
2,4	0	0	100			
1,2	0	0	100	Material Aprovado	<input checked="" type="checkbox"/>	
0,6	0	0	100	Material Reprovado	<input type="checkbox"/>	
0,3	0	0	100			
0,15	0	0	100			
Fundo	57	0	100			
	10000	100	717			



Figura

4.3 – Curva granulométrica da argila expandida.

Tabela 4.8 – Análise química da argila expandida.

Análise Argila Expandida	
Material: amostra de argila expandida	Referência: Argexpan
Descrição	Natureza: artificial
	Composição química: SiO ₂ = 65% Al ₂ O ₃ = 20% Fe ₂ O ₃ = 8% CaO < 1% MgO < 1% K ₂ O < 3% Outros < 2% Perda ao fogo < 1%
Observação: A argila expandida atinge temperaturas de até 1200°C durante a sua fabricação, como resiste a altas temperaturas, é ótimo material refratário. Em geral, a faixa de utilização destes produtos refratários fica em torno de 800°C (para uso constante, 24 horas), ou 1000°C, quando se trata de produtos que ficam submetidos a esta temperatura em picos esporádicos. Entretanto, o aglomerante, os outros agregados, os aditivos e a correta dosagem e produção destes produtos é que vão ditar o desempenho final.	

▪ **Basalto**

Este agregado é de origem basáltica, proveniente de Monte Mor, cujos ensaios são apresentados na Tabela 4.9 e curva granulométrica, Figura 4.4.

Tabela 4.9 – Ensaio físico em agregados – Basalto.

PENEIRA	PESO	% RETIDA	% ACUM.	Módulo de Finura	6,95	
38	0	0	0	Dimensão máxima Caract.	19	Mm
25	0	0	0	Massa Específica	3,01	g/cm ³
19	449	4	4	Massa Unitária	1.539	kg/m ³
12,5	6076	62	66	Material Pulverulento	0,6	%
9,5	2507	25	91	Torrões de Argila	-	%
6,3	929	9	100	Impurezas Orgânicas	-	Ppm
4,8	12	0	100	Absorção	0,6	%
2,4	2	0	100			
1,2	0	0	100	Material Aprovado	<input checked="" type="checkbox"/>	
0,6	0	0	100	Material Reprovado	<input type="checkbox"/>	
0,3	0	0	100			
0,15	0	0	100			
Fundo	25	0	100			
	10000	100	695			

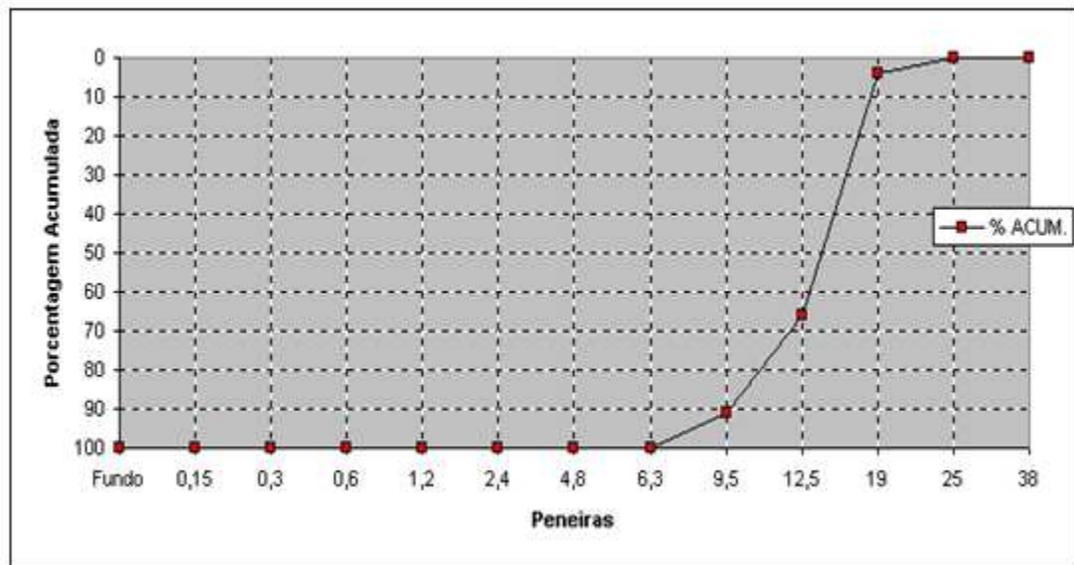


Figura 4.4 – Curva granulométrica do basalto.

Na Tabela 4.10 é apresentada a análise petrográfica da brita

caracterizada como basalto, indicando sua procedência.

Tabela 4.10 – Análise petrográfica do basalto.

Análise Petrográfica - Brita	
Material: amostra de rocha	Referência: Basalto Pedreira e Pavimentação Ltda.
Descrição macroscópica	Cor: estado seco = cinza escuro - estado úmido = preto Estrutura: maciça
Descrição microscópica	Textura: intergranular
	Natureza: ígnea (vulcânica)
	Minerais (avaliação visual): Plagioclásio (labradorita) = 50 - 55 (%) Augita = 35 - 40 (%) Opacos = 5% Pseudomorfos verdes (filossilicatos) <5% outros: <5% Hornoblenda parda, Biotita, Apatita, Filossilicatos verdes, Zeólitas
	Granulação: fina: 0,2 a 0,5 mm
	Estado microfissural: ocorrem fraturas transgranulares de comprimento centimétrico, preenchidas com filossilicatos verdes e possivelmente zeólitas.
	Alteração: fraca alteração deutérica representada pela substituição de possível olivina por filossilicatos (pseudomorfos verdes).
Classificação: Basalto	
Observação: Os filossilicatos verdes são provavelmente argilominerais do grupo das esmectitas potencialmente expansivas.	

- **Calcário**

Este agregado é de origem calcária proveniente de Cajamar, com os ensaios físicos apresentados na Tabela 4.11 e curva granulométrica apresentada na Figura 4.5.

Tabela 4.11 – Ensaio físico em agregados – Calcário.

PENEIRA	PESO	% RETIDA	% ACUM.	Módulo de Finura	6,80	
38	0	0	0	Dimensão máxima Caract.	19	Mm
25	0	0	0	Massa Específica	2,75	g/cm ³
19	81	1	1	Massa Unitária	1.399	kg/m ³
12,5	5654	56	57	Material Pulverulento	0,6	%
9,5	2779	28	85	Torrões de Argila	-	%
6,3	1324	13	98	Impurezas Orgânicas	-	Ppm
4,8	68	1	99	Absorção	0,6	%
2,4	19	0	99			
1,2	0	0	99	Material Aprovado	<input checked="" type="checkbox"/>	
0,6	0	0	99	Material Reprovado	<input type="checkbox"/>	
0,3	0	0	99			
0,15	0	0	99			
Fundo	75	1	100			
	10000	100	680			

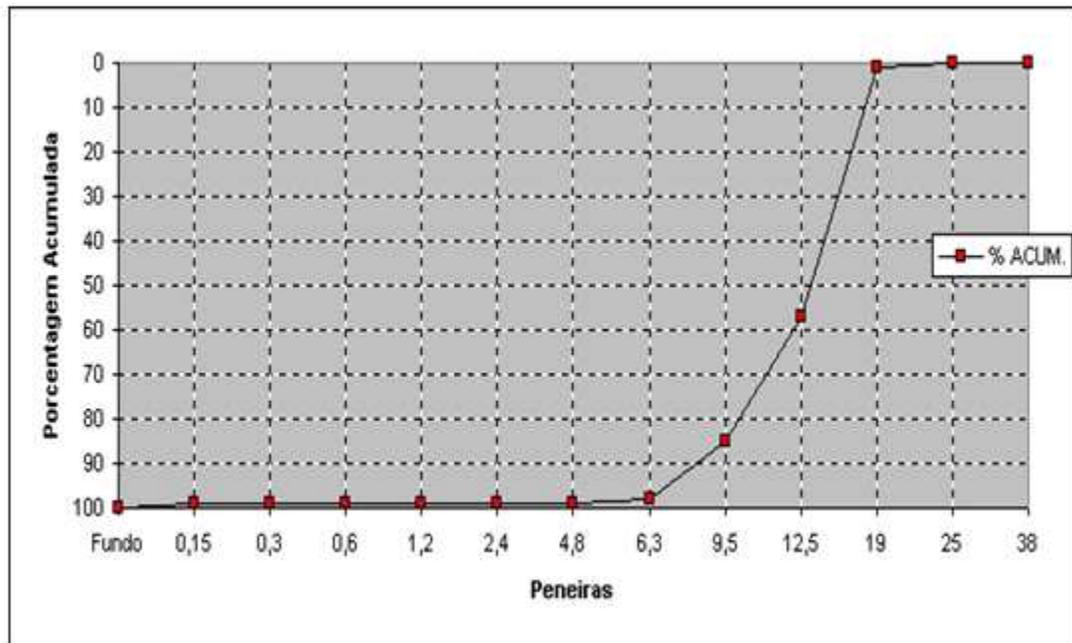


Figura 4.5 – Curva granulométrica do calcário.

A análise petrográfica do calcário foi apresentada anteriormente como Tabela

4.6, que se refere ao pedrisco misto.

4.1.4. ÁGUA

A água usada no amassamento do concreto não deve conter impurezas que possam vir prejudicar as reações entre ela e os compostos do cimento. Porém, de acordo com Petrucci (1978), os maiores defeitos provenientes da água têm maior relação com a quantidade utilizada, relacionada com a quantidade de cimento, do que propriamente com os elementos que ela possa conter. Para as misturas de concreto foi utilizada água proveniente de rede pública da cidade de Campinas/SP, em conformidade com a norma IRAN 1601 (IRAN, 1986), cujo resultado encontra-se na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 – Análise química da água.

ÁGUA	Cloretos (mg/l)	Matéria orgânica (mg/l)	Açúcar (mg/l)	Sulfatos (mg/l)	Teor de sólidos (%)	Ph
REDE PÚBLICA	7,70	0	Ausente	2,88	131,20	7,36

4.2. CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND DE ALTA RESISTÊNCIA

4.2.1. GENERALIDADES

O concreto preparado com cimento portland de alta resistência inicial apresenta altas resistências nas primeiras idades, sendo usado por exemplo em estruturas que necessitam de uma rápida desforma, reparo de pavimentos onde se deseja rápida

liberação para tráfego. A resistência à compressão aos 7 dias de idade deve ser no mínimo 34,0 MPa.

4.2.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO

O concreto é um material que resiste bem aos esforços de compressão e mal aos de tração, sendo a resistência à tração da ordem da décima parte da resistência à compressão. Os principais fatores que afetam a resistência mecânica são a relação água/cimento, a idade, o tipo de cimento e os agregados.

a) Resistência à Compressão

A resistência à compressão é, provavelmente, a propriedade mais importante do concreto endurecido. A resistência à compressão axial aos 28 dias é mundialmente aceita como a resistência do concreto e, em virtude dos diversos tipos de estruturas existentes, mas também é necessário o conhecimento desta propriedade em idades diferentes.

Diversos fatores estão relacionados ao concreto e a sua resistência à compressão, como por exemplo a relação água/cimento, a idade, o tipo de cimento e agregado.

Em relação a água/cimento deve ser considerado como o principal fator, alterando as propriedades referentes à resistência aos esforços mecânicos. Como regra geral a resistência varia na razão inversa da relação água/cimento.

O crescimento da resistência à compressão se dará da forma expressa na Tabela 4.13, dado em relação ao a/c e consumo de cimento.

Tabela 4.13 – Variação de resistência à compressão do cimento CP V ARI RS.

Cimento	Relação a/c	Consumo de Cimento (Kg/m ³)	Traço em massa (C Areia B1)	Resistência à Compressão (MPa)						
				1 dia	3 dias	7 dias	14 dias	28 dias	63 dias	91 dias
CP V ARI RS CIMINAS (fábrica BO)	0,40	498	1:1,270:2,096	13,0	38,7	53,6	59,5	59,5	66,0	68,4
	0,57	346	1:2,302:2,928	7,5	23,9	33,6	40,5	42,1	47,5	47,6
	0,73	274	1:3,206:3,582	2,0	14,6	22,8	27,3	28,7	31,7	34,0
	0,90	234	1:3,921:4,026	2,2	9,8	15,5	19,4	21,2	23,4	25,5

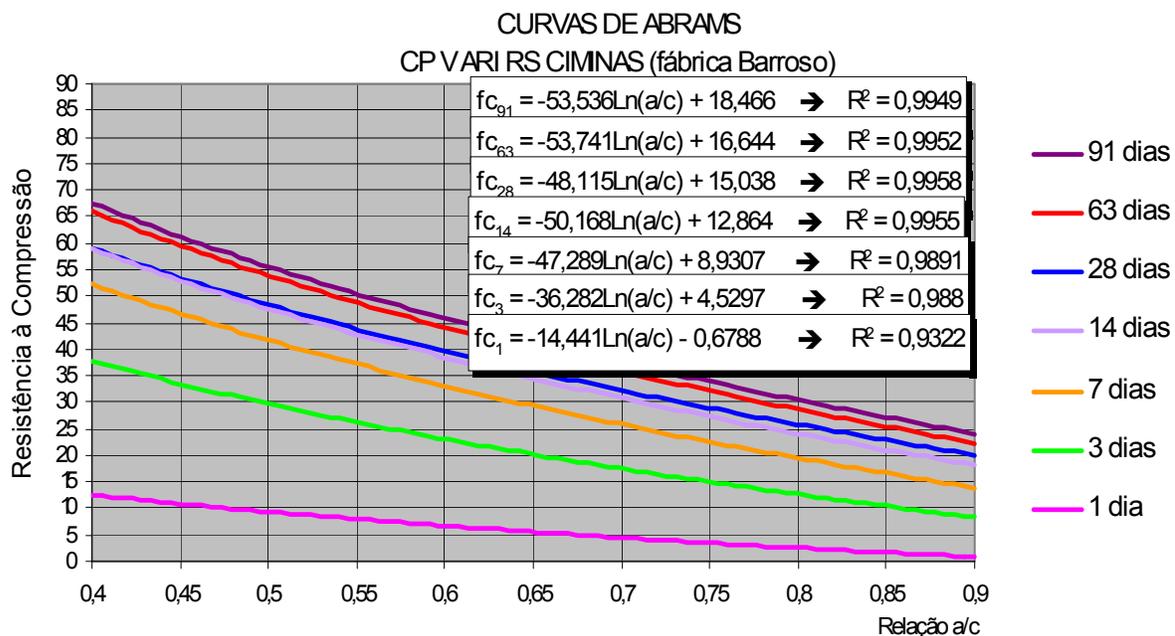


Figura 4.6 – Curvas de Abrams do cimento CP V ARI RS (Barroso).

b) Resistência à Tração

A resistência à tração é uma propriedade muito específica em projetos de pavimentos de concreto. Pode-se correlacionar a resistência à compressão axial com a resistência à tração devido a maior facilidade e

rapidez na realização do ensaio à compressão.

c) Módulo de Elasticidade

A rigor o módulo de elasticidade está relacionado com o valor médio da resistência do concreto. Como o valor médio da resistência não é conhecido na fase de projeto, o módulo de elasticidade é calculado em função da resistência característica do concreto, definida aos 28 dias.

A NBR 6118 (ABNT 2003) especifica que dois módulos de elasticidade devem ser determinados: o módulo de elasticidade secante e o módulo de elasticidade tangente inicial.

O módulo de elasticidade (E_{CI}) é utilizado na avaliação do comportamento global da estrutura e para o cálculo das perdas de protensão. O módulo de elasticidade secante (E_{CS}) é utilizado na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal. Pode ser adotado como um módulo de elasticidade à tração e à compressão.

Neste estudo foi analisado o módulo de elasticidade secante (E_{CS}).

4.3. PROPORÇÃO ENTRE OS MATERIAIS CONSTITUINTES DO CONCRETO: TRAÇOS

Depois de realizados os ensaios de caracterização dos materiais utilizados para a pesquisa, foram obtidos os três estudos das dosagens para os concretos com os agregados graúdos utilizados, que são apresentados nas Tabelas 4.14, 4.15 e 4.16.

Tabela 4.14 - Avaliação de traço de concreto com agregado argila expandida.

ESPECIFICAÇÕES						
fck	Brita	a/c	Abatimento inicial (mm)		Abatimento final (mm)	
25,0	1	0,567	120 + - 20		125	
Traço de concreto - agregado graúdo: argila expandida						
MATERIAL	Procedência	M.C.C (kg/m³)	M.E. (kg/dm³)	Um. %	Betonada	Corr. Um. %
Cimento	CP V ARI RS	300	3,00		9,00	9,00
Areia	Minercon	475	2,64	2,8	14,25	14,65
Pedrisco	Khourri	405	2,74	2,3	12,15	12,43
Argila Exp.	Argexpan	410	1,10		12,30	12,30
Água		170	1,00		5,10	4,42
Volume (m³)	970,46	Abatimento final		125	Dimensão do C.P.	
A %	10,69	Trabalhabilidade		Boa	100 x 200 (mm)	
Arg %	65,30	Água real			a/c real	
Ar previsto	3,00	Temp. concreto (°C)		20	0,567	
Ar inc. %	3,00	Temp. ambiente (°C)		20	Quantidade	15 C.P.

Tabela 4.15 – Avaliação de traço de concreto com agregado basalto

ESPECIFICAÇÕES						
fck	Brita	a/c	Abatimento inicial (mm)		Abatimento final (mm)	
25,0	1	0,567	120 + - 20		125	
Traço de concreto - agregado graúdo: basalto						
MATERIAL	Procedência	M.C.C (kg/m³)	M.E. (kg/dm³)	Um. %	Betonada	Corr. Um. %
Cimento	CP V ARI RS	358	3,02		9,00	9,00
Areia	Minercon	548	2,64	4,4	14,25	14,65
Pedrisco	Khourri	456	2,74	2,6	12,15	12,43
Basalto	Basalto 5	854	3,00		12,30	12,30
Água		203	1,00		5,10	4,42
Volume (m³)	980,21	Abatimento final		125	Dimensão do C.P.	
A %	9,16	Trabalhabilidade		Boa	100 x 200 (mm)	
Arg %	54,26	Água real			a/c real	
Ar previsto	2,0	Temp. concreto (°C)		20	0,567	
Ar inc. %	2,0	Temp. ambiente (°C)		20	Quantidade	15 C.P.

Tabela 4.16 – Avaliação de traço de concreto com agregado calcário

ESPECIFICAÇÕES						
fck	Brita	a/c	Abatimento inicial (mm)		Abatimento final (mm)	
30,0	1	0,567	120 + - 20		125	
Traço de concreto - agregado graúdo: calcário						
MATERIAL	Procedência	M.C.C (kg/m ³)	M.E. (kg/dm ³)	Um. %	Betonada	Corr. Um. %
Cimento	CP V ARI RS	358	3,02		9,00	9,00
Areia	Minercon	525	2,64	4,7	14,25	14,65
Pedrisco	Khoury	431	2,74	2,6	12,15	12,43
Calcário	Engexplo	829	2,74		12,30	12,30
Água		203	1,00		5,10	4,42
Volume (m ³)	980,26	Abatimento final		125	Dimensão do C.P.	
A %	9,47	Trabalhabilidade		Boa	100 x 200 (mm)	
Arg %	54,28	Água real			a/c real	
Ar previsto	2,0	Temp. concreto (°C)		21	0,567	
Ar inc. %	2,0	Temp. ambiente (°C)		21	Quantidade	15 C.P.

4.4. TEMPO DE EXPOSIÇÃO DAS AMOSTRAS ÀS TEMPERATURAS (300°C E 600°C)

Ensaio prévios de aquecimento foram realizados nesta pesquisa com corpos-de-prova moldados com os concretos preparados com os agregados graúdos argila expandida, basalto e calcário, de dimensões 10 cm x 20 cm, com o intuito de observar o comportamento das misturas antes dos ensaios principais serem realizados.

Quando os corpos-de-prova foram submetidos a temperatura de 600°C, com teor de umidade igual ao do ambiente, todas as amostras preparadas com o agregado argila expandida explodiram, como mostra a Figura 4.7. Os corpos-de-prova que foram saturados também apresentaram o mesmo comportamento, porém deve-se ressaltar que neste caso a temperatura de aquecimento não atingiu a temperatura máxima prevista, ou seja, 600°C.

Para um teor de umidade próximo de zero não ocorreram explosões. Para garantir um teor de umidade baixo os corpos-de-prova foram mantidos em estufa à 100°C por 24 horas, antes do ensaio de aquecimento ser realizado.



Figura 4.7 – Explosão ocorrida no concreto preparado com agregado argila expandida após aquecimento a 600°C, com teor de umidade igual ao do ambiente e taxa de aquecimento de 1°C/minuto.

Para os corpos-de-prova preparados com as misturas de concreto que utilizaram como agregado o basalto e o calcário o comportamento descrito (spalling) não foi observado.

Após o teste de aquecimento descrito, o tempo de exposição das amostras às temperaturas máximas de 300°C e 600°, foram obtidas as curvas de aquecimento das três misturas de concreto, que são apresentadas nas Figuras 4.8, 4.9, 4.10, 4.11, 4.12 e 4.13.

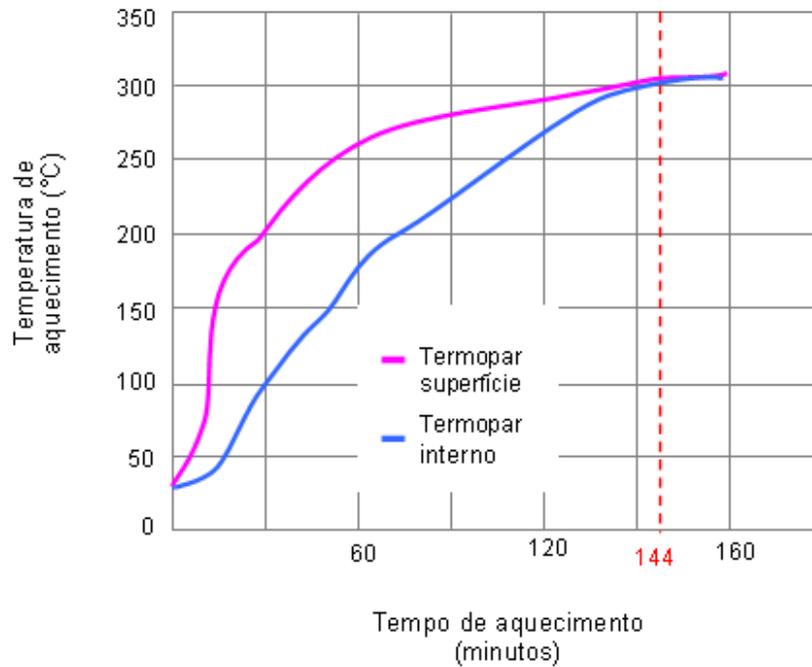


Figura 4.8 – Tempo de aquecimento necessário para temperatura interna se igualar à externa, para concreto preparado com argila expandida ($T_{máx} = 300^{\circ}\text{C}$).

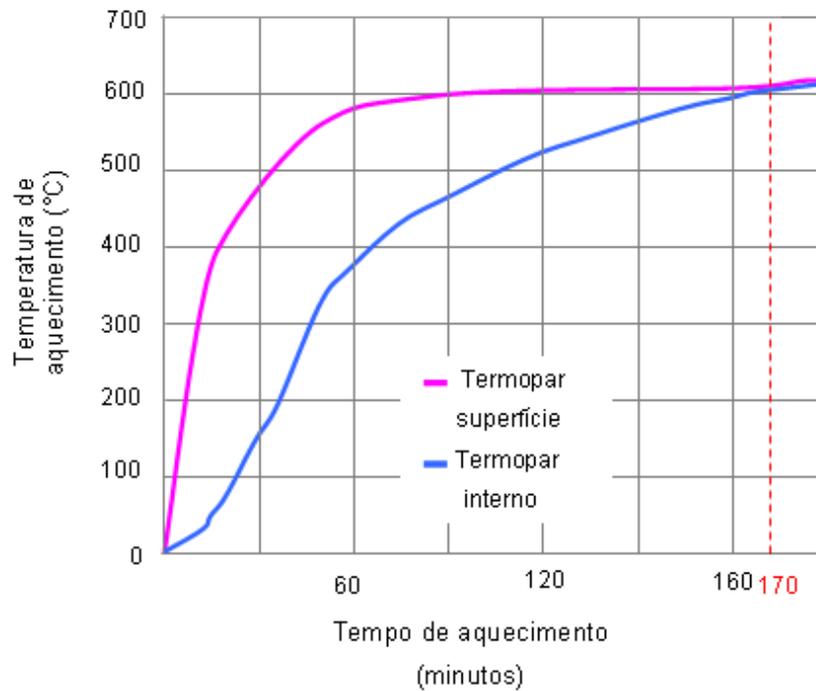


Figura 4.9 – Tempo de aquecimento necessário para a temperatura interna se igualar à externa, para concreto preparado com argila expandida ($T_{máx} = 600^{\circ}\text{C}$).

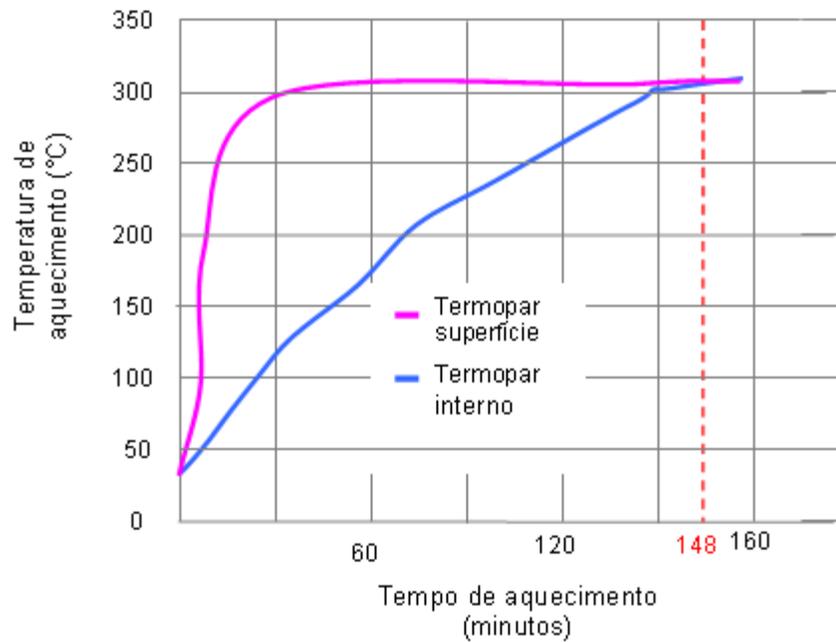


Figura 4.10 – Tempo de aquecimento necessário para temperatura interna se igualar à externa, para concreto preparado com basalto ($T_{máx} = 300^{\circ}\text{C}$).

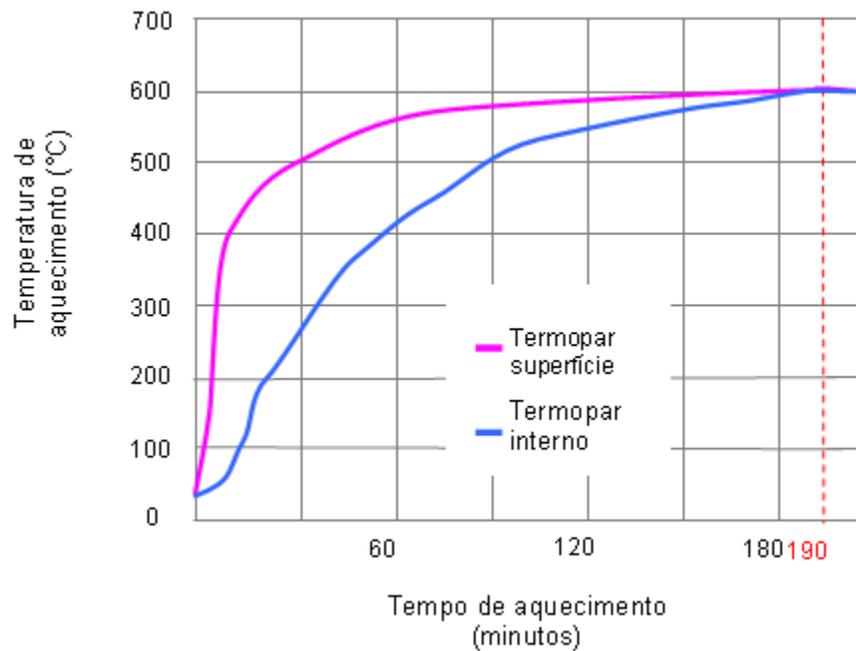


Figura 4.11 – Tempo de aquecimento necessário para temperatura interna se igualar à externa, para concreto preparado com basalto ($T_{máx} = 600^{\circ}\text{C}$).

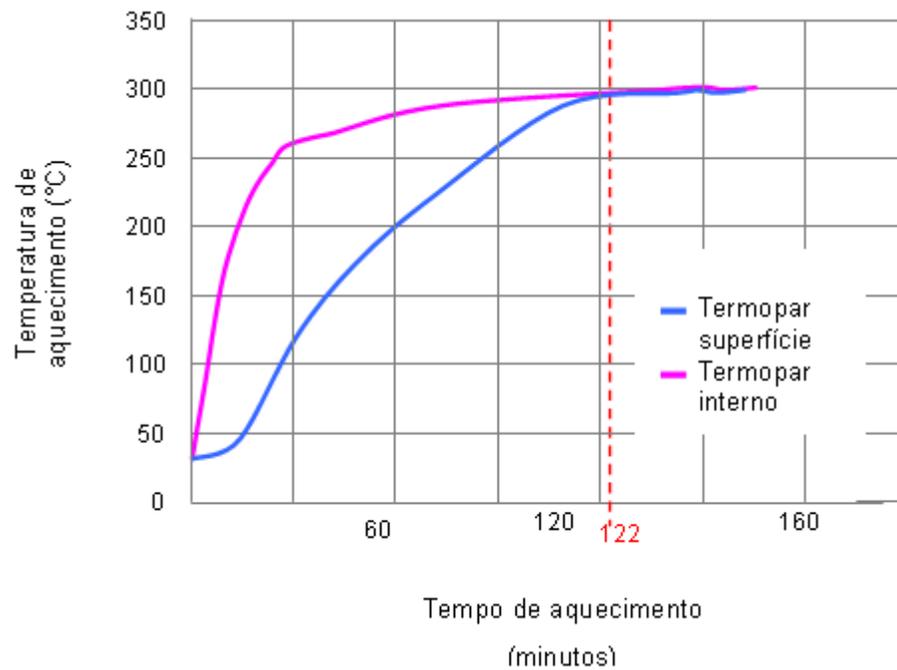


Figura 4.12 – Tempo de aquecimento necessário para a temperatura interna se igualar à externa, para concreto preparado com calcário ($T_{máx} = 300^{\circ}\text{C}$).

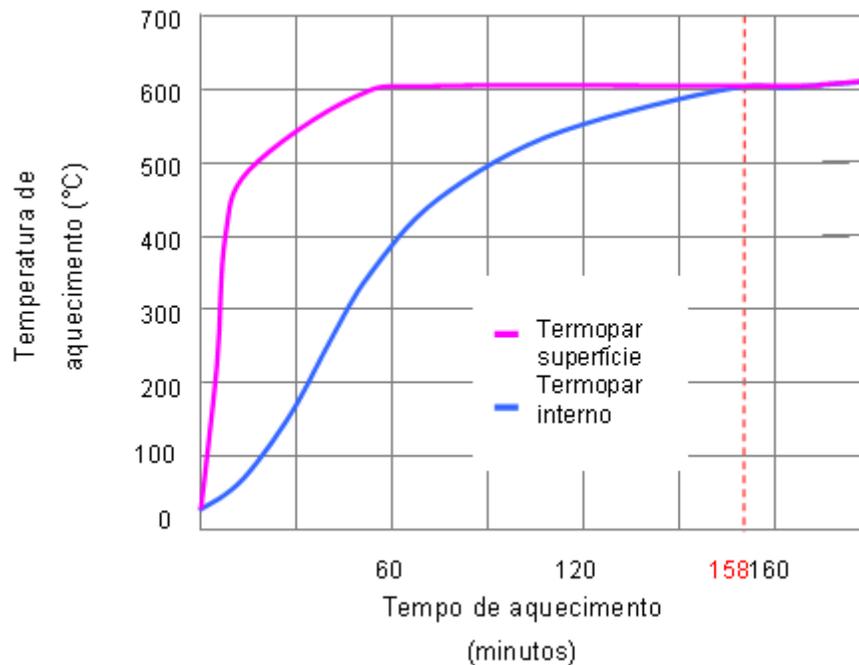


Figura 4.13 – Tempo de aquecimento necessário para temperatura interna se igualar à externa, para concreto preparado com calcário ($T_{máx} = 600^{\circ}\text{C}$).

Após determinar os tempos de exposição que os corpos-de-prova

das três misturas de concreto devem permanecer no forno para estabilizar a temperatura interna com a externa, os patamares utilizados são apresentados na Tabela 4.14.

Tabela 4.17 – Patamar de aquecimento para cada mistura de concreto, para as temperaturas máximas de 300°C e 600°C.

Temperatura	Tipo de agregado na mistura de concreto	Tempo necessário para temperatura interna se igualar a temperatura externa
300°C	Argila expandida	144 minutos
	Basalto	148 minutos
	Calcário	122 minutos
600°C	Argila expandida	170 minutos
	Basalto	190 minutos
	Calcário	158 minutos

Procurou-se neste capítulo apresentar o material utilizado na pesquisa, de maneira que se pudesse entender o comportamento mecânico do concreto e as características dos materiais que o constitui, apresentando os resultados dos ensaios de caracterização e, os resultados dos tempos de exposição das amostras as temperaturas máximas de 300°C e 600°C.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos para os corpos-de-prova aquecidos às temperaturas de 300°C e 600°C, foram divididos em tipos de resfriamento e processos de reidratação. Todos os valores apresentados são na forma de gráficos, com seus dados apresentados em relação a média de três corpos-de-prova para a resistência à compressão, média de três corpos-de-prova para a resistência à tração e média de três corpos-de-prova para o módulo de elasticidade, comparados com o padrão (100%), ou seja, corpos-de-prova que não foram aquecidos.

5.1. PROPRIEDADES MECÂNICAS: AMOSTRAS NÃO AQUECIDAS, COM AQUECIMENTO E RESFRIADAS LENTA E RAPIDAMENTE

Os resultados apresentados nas tabelas dos próximos tópicos são para os corpos-de-prova que foram ensaiados antes do processo de aquecimento, para as três misturas de concreto. Os valores são apresentados em relação a média de três corpos-de-prova, e foram denominados como padrão 100% para comparação com os demais .

Outros valores apresentados são referentes aos corpos-de-prova que foram aquecidos nas temperaturas máximas de exposição de 300°C e 600°C, e resfriados lenta e rapidamente. Esses valores foram comparados com o valor padrão 100%.

Os resultados obtidos dos corpos-de-prova que foram aquecidos, resfriados lentamente e reidratados nas três condições (corpos-de-prova envolvidos em filme plástico, corpos-de-prova expostos ao ar e corpos-de-prova imersos em água), nas

idades de 7, 28, 56 e 112 dias, foram comparados com os valores padrão de cada mistura de concreto, preparada com um tipo de agregado.

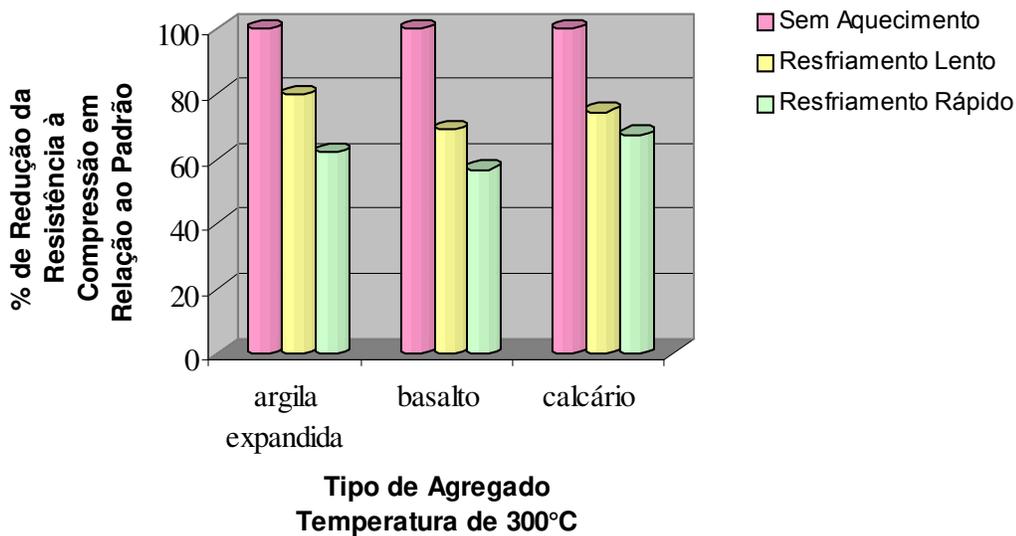
5.1.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

A Tabela 5.1 apresenta os valores da resistência à compressão para as três misturas de concreto. Esses valores foram adotados como o padrão 100%, ou seja, as amostras das três misturas foram ensaiadas sem terem sido aquecidas, para comparação com os demais resultados obtidos.

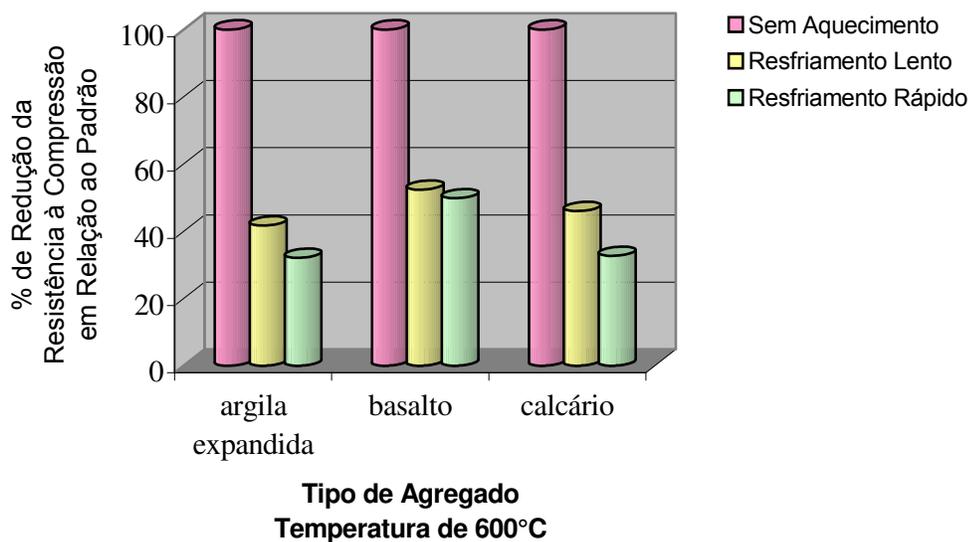
Tabela 5.1 – Resistência à compressão das três misturas de concreto que não foramaquecidas – valores adotados como padrão em porcentagem (100%).

Mistura de concreto Preparada com agregado:	Resistência à Compressão (MPa) Padrão
Argila expandida	37,11
Basalto	47,02
Calcário	44,48

A resistência média à compressão de cada mistura, uma preparada com agregado argila expandida, uma preparada com o agregado basalto e uma preparada com o agregado calcário, são apresentadas nas Figura 5.1 (a) e (b) para as temperaturas máximas de aquecimento de 300°C e 600°C, respectivamente. Os valores apresentados são relativos ao resfriamento lento e resfriamento rápido, sempre tendo como referência o valor “padrão”.



(a)



(b)

Figura 5.1 – Resistência à compressão em função do tipo de agregado, temperatura máxima e tipo de resfriamento; (a) $T_{máx} = 300^{\circ}C$ e (b) $T_{máx} = 600^{\circ}C$.

Os resultados apresentados na Figura 5.1a evidenciam o decréscimo da resistência à compressão para as três misturas de concreto aquecidas à temperatura

máxima de exposição de 300°C. As três misturas apresentaram redução em torno de 20% e 35% quando aquecidas e resfriadas lentamente e, reduções entre 35% e 45% quando aquecidas e resfriadas rapidamente.

A Figura 5.1b mostra a influência da temperatura nas misturas de concreto analisadas. Ao serem expostas a temperatura máxima de exposição de 600°C as reduções da resistência atingem níveis entre 50% e 60%, quando resfriadas lentamente apresentam reduções entre 50% e 70% quando resfriadas rapidamente.

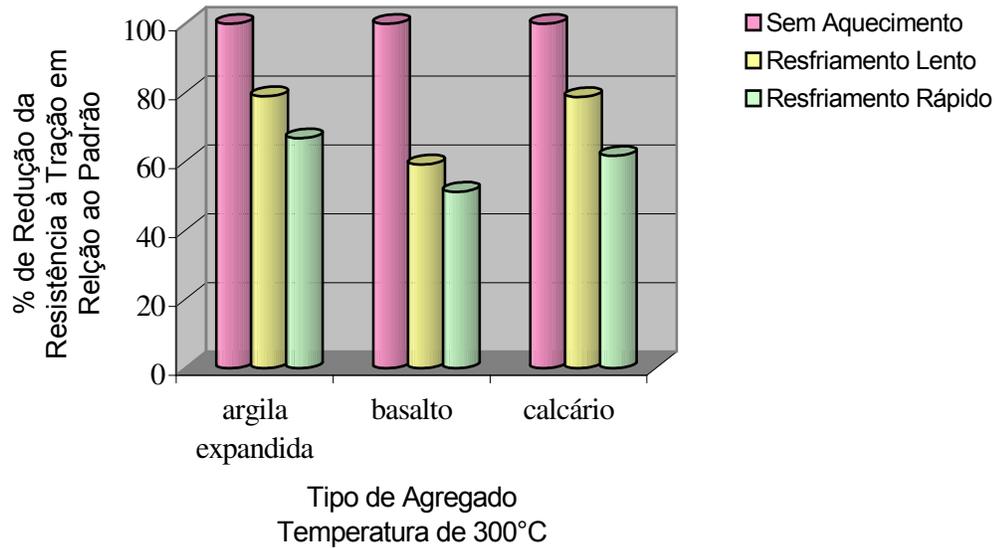
5.1.2. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

A Tabela 5.2 apresenta os valores da resistência à tração para as três misturas de concreto. Esses valores foram adotados como o padrão 100%, ou seja, as amostras das três misturas foram ensaiadas sem terem sido aquecidas, para comparação com os demais resultados obtidos.

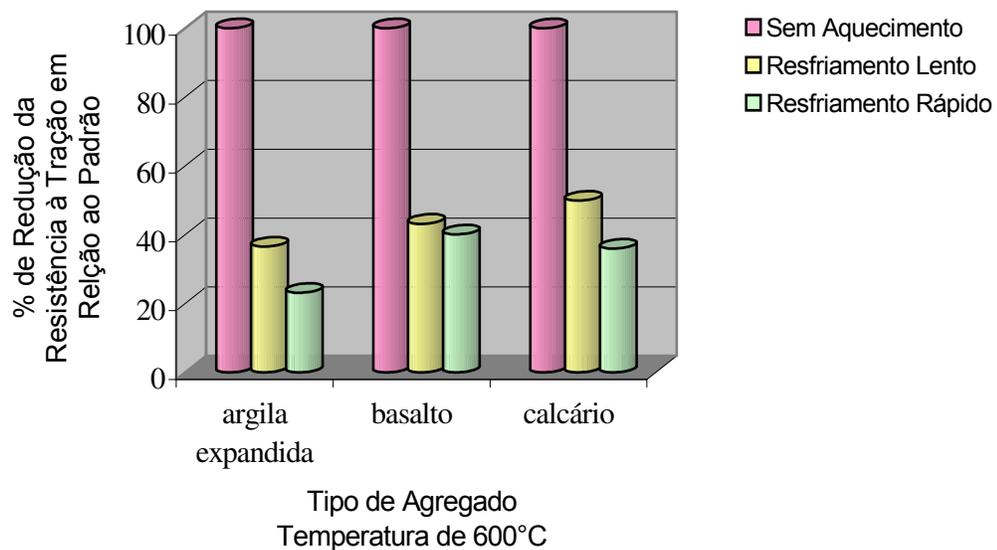
Tabela 5.2 – Resistência à tração das três misturas de concreto que não foram aquecidas – valores adotados como padrão em porcentagem (100%).

Mistura de concreto Preparada com agregado:	Resistência à Tração (MPa) Padrão
Argila expandida	3,01
Basalto	4,94
Calcário	3,75

A resistência média à tração de cada mistura, uma preparada com agregado argila expandida, uma preparada com o agregado basalto e uma preparada com o agregado calcário, são apresentadas nas Figura 5.2 (a) e (b) para as temperaturas máximas de aquecimento de 300°C e 600°C, respectivamente.



(a)



(b)

Figura 5.2 – Resistência à tração em função do tipo de agregado, temperatura máxima e tipo de resfriamento; (a) $T_{máx} = 300^{\circ}\text{C}$ e (b) $T_{máx} = 600^{\circ}\text{C}$.

Avaliando esta propriedade, a mistura que utilizou o basalto como agregado graúdo foi a que apresentou maior redução. Em geral, a faixa de redução

para as três misturas após serem aquecidas e resfriadas lentamente foi entre 20% e 40% e, entre 25% e 45% quando aquecidas e resfriadas rapidamente, Figura 5.2a.

Quando a temperatura máxima de exposição foi 600°C, Figura 5.2b, essas reduções alcançaram valores entre 50% e 65% para as amostras que foram resfriadas lentamente e, entre 60% e 80% para as amostras que foram resfriadas rapidamente. Não se verifica o mesmo comportamento para a mistura preparada com a argila expandida, a 600°C o comportamento é deficiente em relação às outras misturas.

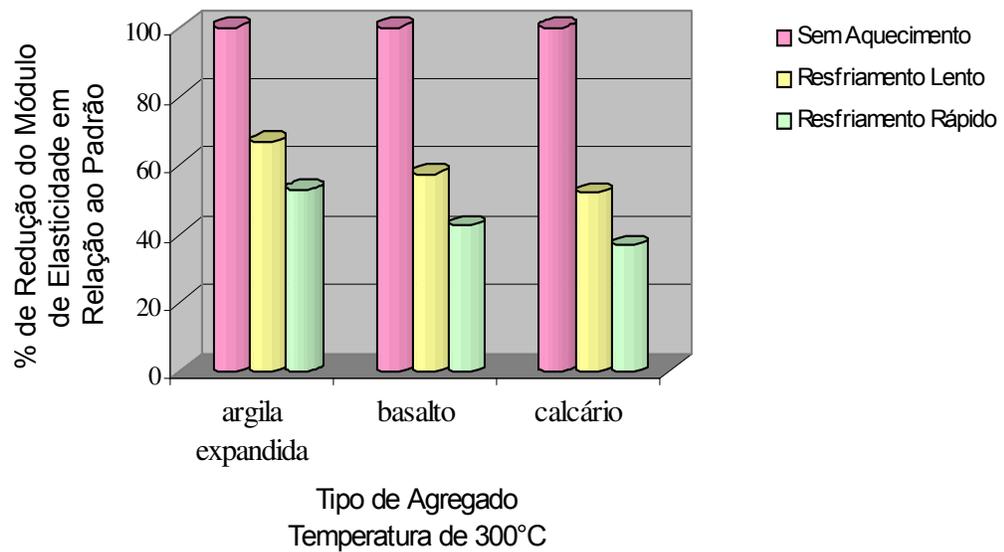
5.1.3. MÓDULO DE ELASTICIDADE

A Tabela 5.3 apresenta os valores do módulo de elasticidade para as três misturas de concreto. Esses valores foram adotados como o padrão 100%, ou seja, as amostras das três misturas foram ensaiadas sem terem sido aquecidas, para comparação com os demais resultados obtidos.

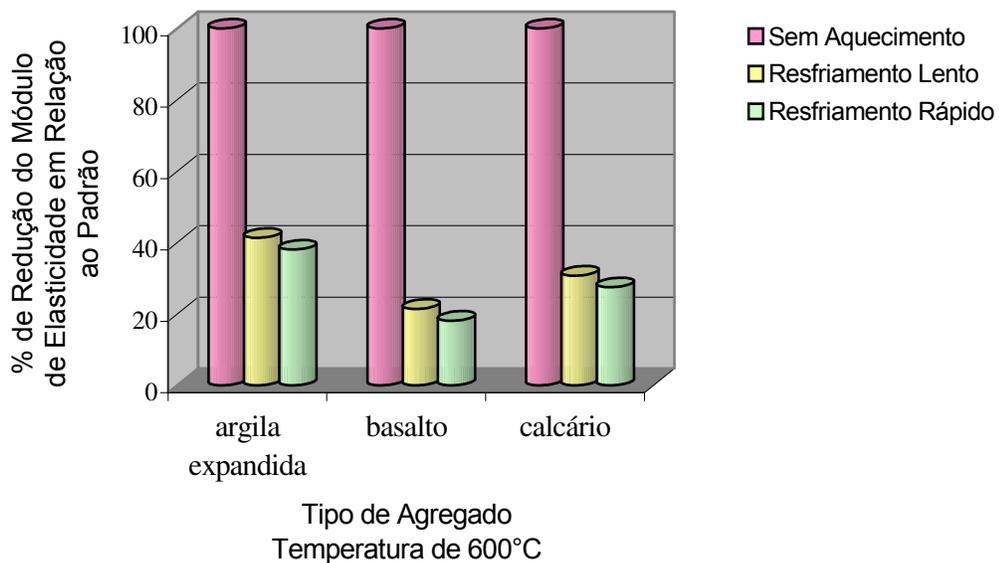
Tabela 5.3 – Módulo de elasticidade das três misturas de concreto que não foram aquecidas – valores adotados como padrão em porcentagem (100%).

Mistura de concreto Preparada com agregado:	Módulo de Elasticidade (GPa) Padrão
Argila expandida	20,4
Basalto	36,25
Calcário	30,93

O valor médio dos módulos de elasticidade de cada mistura, uma preparada com agregado argila expandida, uma preparada com o agregado basalto e uma preparada com o agregado calcário, são apresentadas nas Figura 5.3 (a) e (b) para as temperaturas máximas de aquecimento de 300°C e 600°C, respectivamente.



(a)



(b)

Figura 5.3 – Módulo de elasticidade de tração em função do tipo de agregado, temperatura máxima e tipo de resfriamento; (a) $T_{máx} = 300^{\circ}\text{C}$ e (b) $T_{máx} = 600^{\circ}\text{C}$.

O módulo de elasticidade é a propriedade do concreto, submetido ao fogo, que sofre maiores reduções, Figura 5.3a, apresentando ao final do ensaio valores entre 40%

e 50% para as amostras resfriadas lentamente e, reduções entre 55% e 65% quando resfriadas rapidamente.

Quando a temperatura máxima de exposição foi 600°C, a mistura preparada com o agregado basalto apresentou redução em torno de 80%, quando amostras foram submetidas ao resfriamento rápido e lento. As outras duas misturas apresentaram reduções na faixa de 60% a 70% quando resfriadas lentamente e, reduções entre 65% e 75% para as amostras que foram resfriadas rapidamente.

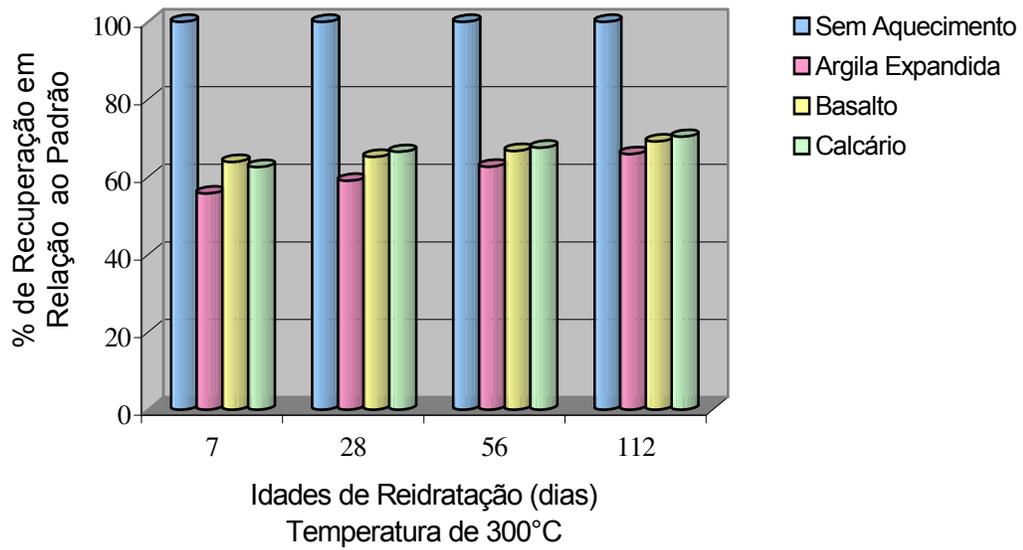
5.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS: AMOSTRAS AQUECIDAS, RESFRIADAS E REIDRATADAS

5.2.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

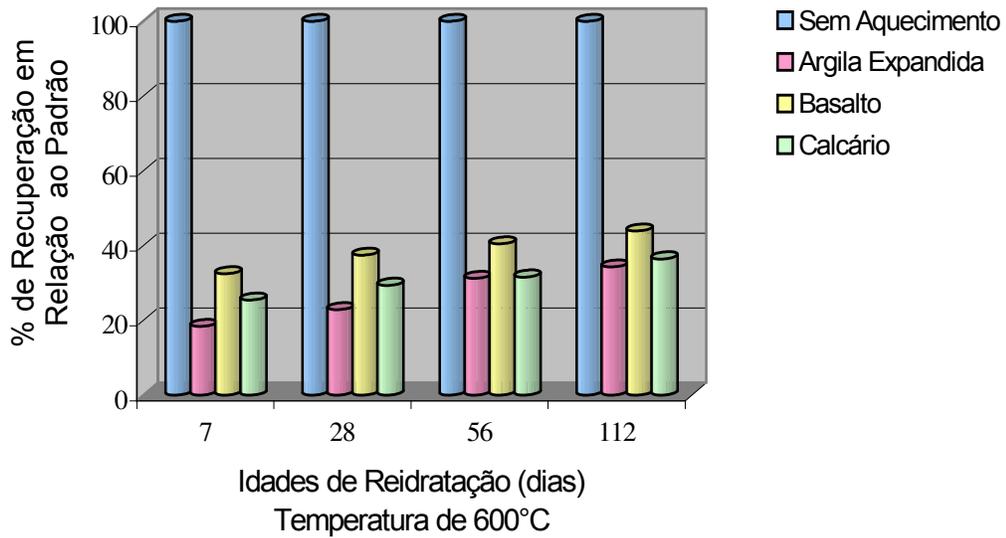
- **Corpos-de-prova envolvidos em filme plástico**

Esta condição de reidratação não permite que as amostras das misturas de concreto absorvam umidade do ambiente. Os valores reduzidos de recuperação observados já eram esperados, pois esta condição não permite recuperação máxima da propriedade avaliada.

Após aquecimento até a temperatura máxima de exposição, os corpos-de-prova das três misturas, reidratados apresentaram recuperação de resistência à compressão em torno de 70% aos 112 dias de idade, Figura 5.4a. Para a temperatura máxima de exposição de 600°C, a recuperação dos corpos-de-prova, após a reidratação apresentou valores entre 30% e 40% aos 112 dias de idade, Figura 5.4b.



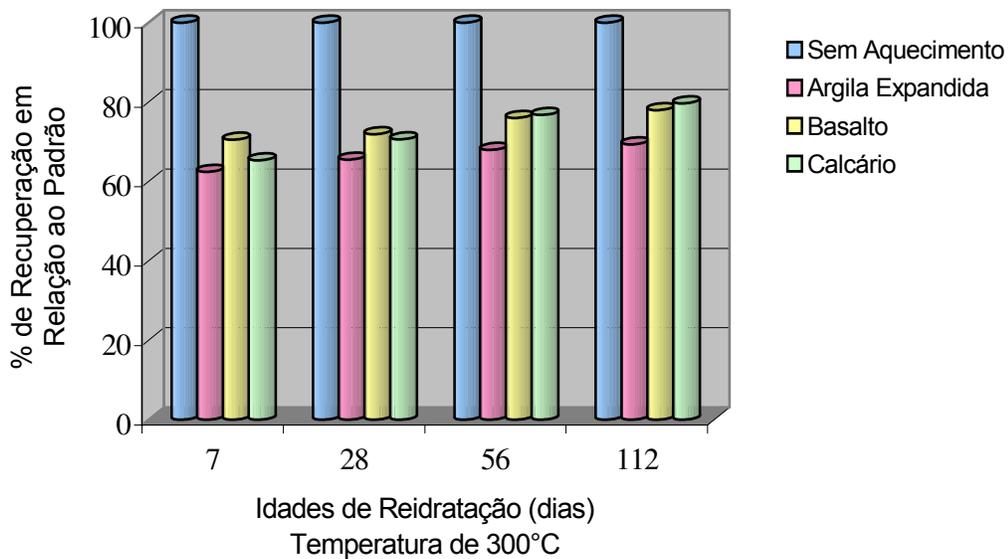
(a)



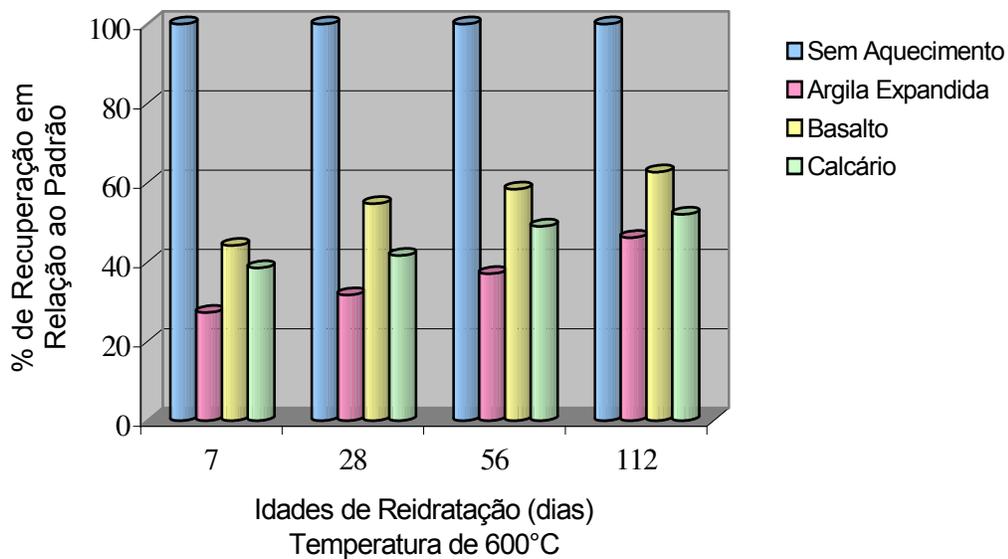
(b)

Figura 5.4 – Recuperação da resistência à compressão para os corpos-de-prova envolvidos em filme plástico para as três misturas nas idades adotadas. (a) $T_{\text{máx}} = 300^{\circ}\text{C}$ e (b) $T_{\text{máx}} = 600^{\circ}\text{C}$.

▪ **Corpos-de-prova expostos ao ar**



(a)



(b)

Figura 5.5 – Recuperação da resistência à compressão para os corpos-de-prova expostos ao ar para as três misturas nas idades adotadas. (a) $T_{\text{máx}} = 300^{\circ}\text{C}$ e

(b) $T_{\text{máx}} = 600^{\circ}\text{C}$.

Os corpos-de-prova reidratados ao ambiente apresentaram maior recuperação de resistência à compressão ao serem comparados com os que foram envolvidos em filme plástico.

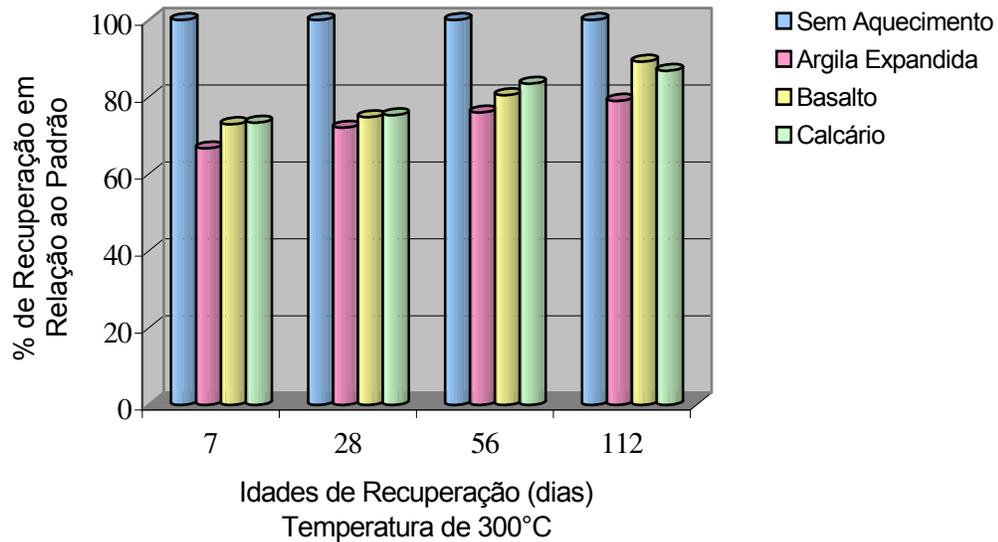
A mistura preparada com agregado basalto apresenta recuperação em torno de 10% maior, em relação às outras misturas, aos 7 dias. Após 112 dias as misturas preparadas com o agregado basalto e com o agregado calcário apresentaram recuperação em torno de 80% do valor padrão. A mistura preparada com argila expandida apresentou pequena variação com as idades de reidratação, Figura 5.5a.

A recuperação de resistência à compressão, após aquecimento à 600°C e após reidratação foi maior para a mistura que utilizou o basalto como agregado graúdo, cerca de 60% do valor padrão, aos 112 dias. As outras duas misturas apresentaram recuperação da resistência entre 45% e 55% aos 112 dias.

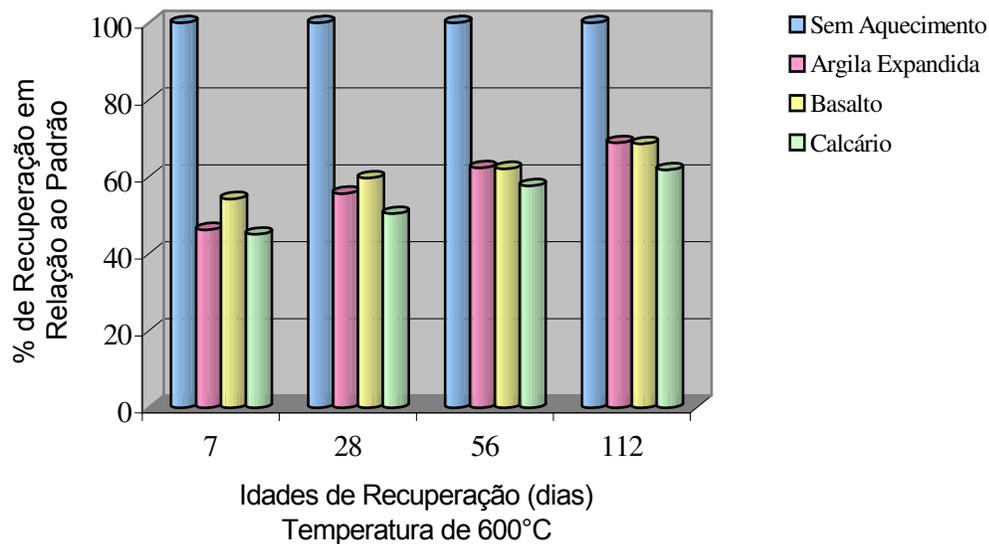
- **Corpos-de-prova imersos em água**

Inicialmente as misturas que foram preparadas com os agregados basalto e calcário apresentaram mesma porcentagem de recuperação. Porém, após 56 dias a mistura que foi preparada com o basalto recuperou em torno de 85% da resistência inicial, Figura 5.6a. a mistura preparada com argila expandida apresentou pequena variação de recuperação com as idades.

Na Figura 5.6b, observa-se a deficiência de recuperação que apresenta a mistura preparada com o agregado calcário. Após ser aquecido à 600°C, não obteve mesma porcentagem de recuperação, quando foi aquecido à 300°C. As misturas preparadas com a argila expandida e o basalto, apresentaram recuperação em torno de 65% aos 112 dias.



(a)

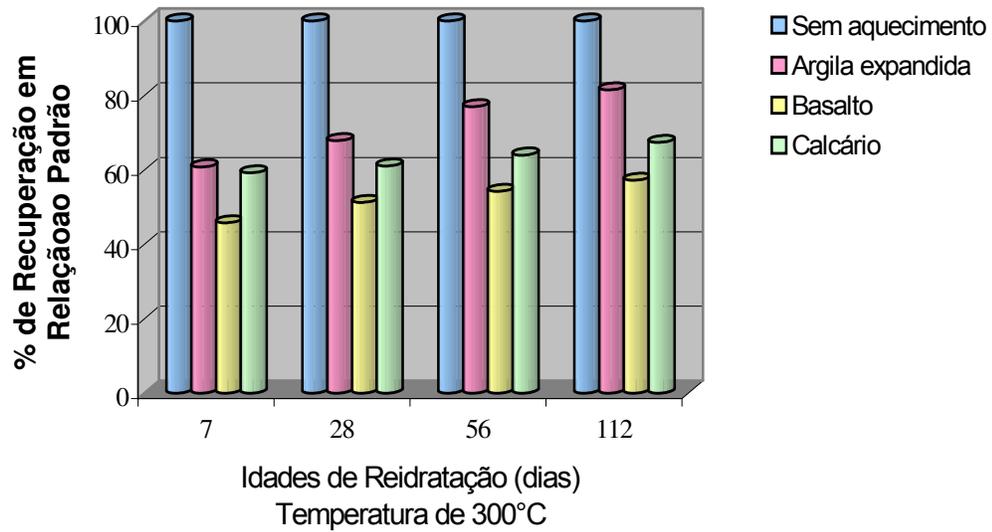


(b)

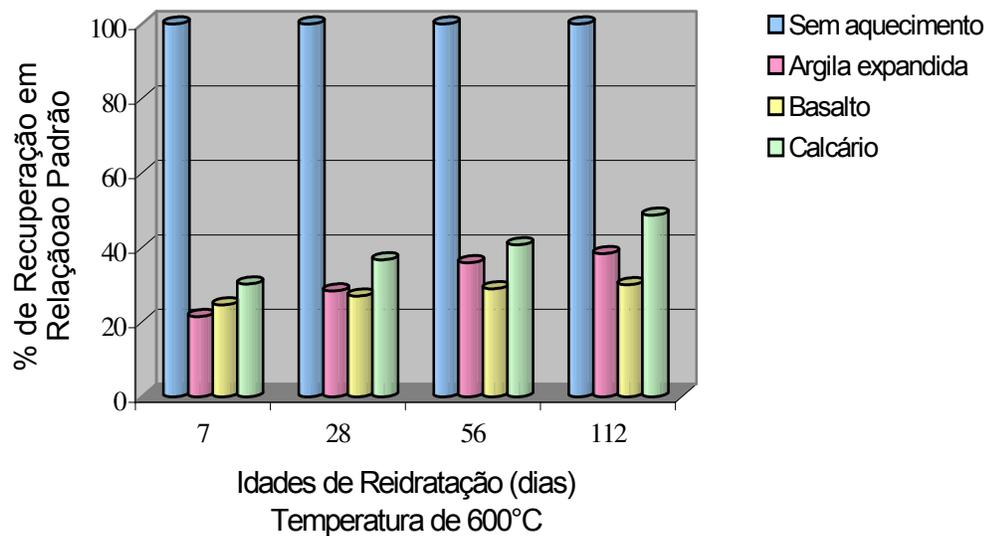
Figura 5.6 - Recuperação da resistência à compressão para os corpos-de-prova imerso em água para as três misturas nas idades adotadas. (a) $T_{\text{máx}} = 300^{\circ}\text{C}$ e (b) $T_{\text{máx}} = 600^{\circ}\text{C}$.

5.2.2. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

▪ **Corpos-de-prova envolvidos em filme plástico**



(a)



(b)

Figura 5.7 - Recuperação da resistência à tração para os corpos-de-prova envolvidos em filme plástico para as três misturas nas idades adotadas. (a) $T_{\text{máx}} = 300^{\circ}\text{C}$ e

(b) $T_{\text{máx}} = 600^{\circ}\text{C}$.

A influência do tipo de agregado na resistência à tração é mais nítida, após os corpos-de-prova terem sido aquecidos às temperaturas máximas de exposição de 300°C e 600°C.

A mistura preparada com a argila expandida apresentou maior recuperação da propriedade, aumentando em 10% seu valor aos 28 dias e, em 20% o seu valor aos 112 dias, recuperando ao final deste período 80% da resistência inicial. A mistura preparada com o agregado basalto apresentou recuperação em torno de 40% aos 7 dias e, 55% aos 112 dias, Figura 5.7a.

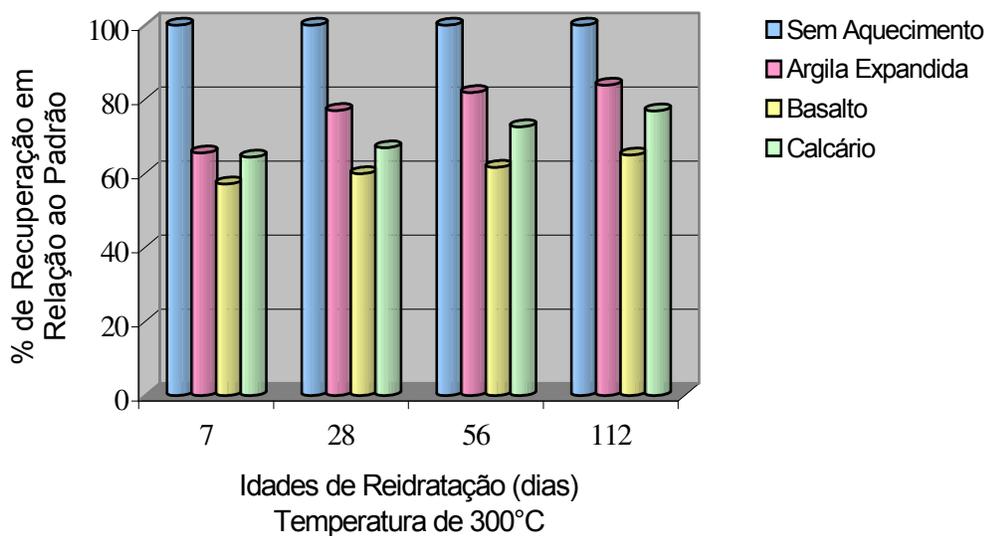
Inicialmente a mistura preparada com argila expandida apresentou menor recuperação de resistência, mas após as primeiras idades aumentou em 20% a porcentagem de recuperação, em Figura 5.7b. A mistura que utilizou o basalto teve menor porcentagem de recuperação, mesmo após 112 dias de reidratação, alcançando valor em torno de 30% em relação ao padrão.

▪ **Corpos-de-prova expostos ao ar**

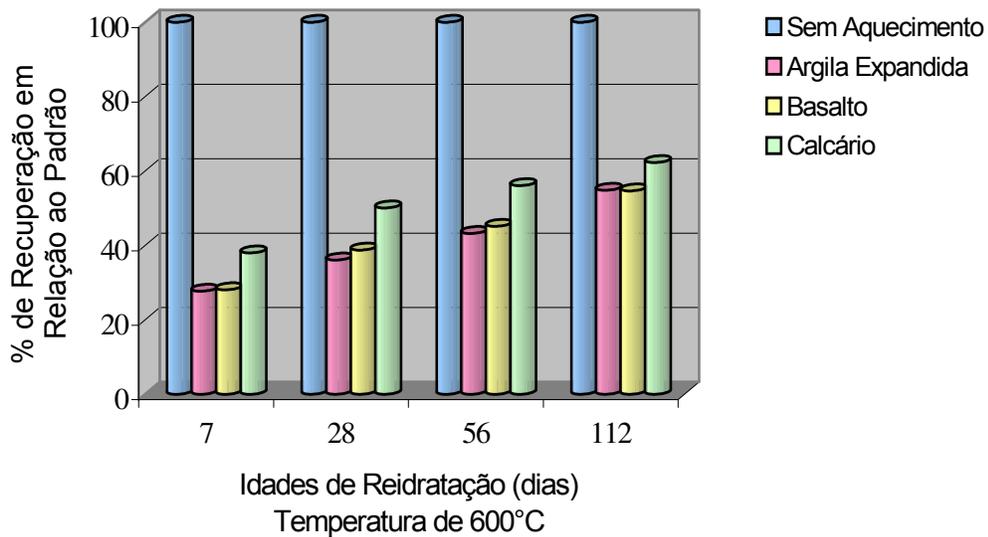
Para as amostras aquecidas na temperatura máxima de exposição de 300°C e que ficaram expostas ao ar, as que foram preparadas com o agregado basalto apresentaram pequena variação da recuperação, em torno de 10% maior que as preparadas com o mesmo agregado e que ficaram envolvidas por filme plástico. Em relação as outras misturas, a que foi preparada com o agregado argila expandida apresentou recuperação em torno de 85%. A mistura que foi preparada com o agregado calcário apresentou recuperação em torno de 75% aos 112 dias de idade.

Quando amostras das três misturas de concreto foram aquecidas à temperatura máxima de exposição de 600°C, o comportamento as mesmas variou em relação a exposição à 300°C. A mistura preparada com a argila expandida apresentou menor recuperação em relação as outras duas misturas. Para a resistência à tração a

mistura de concreto preparada com o agregado calcário apresentou maior recuperação.



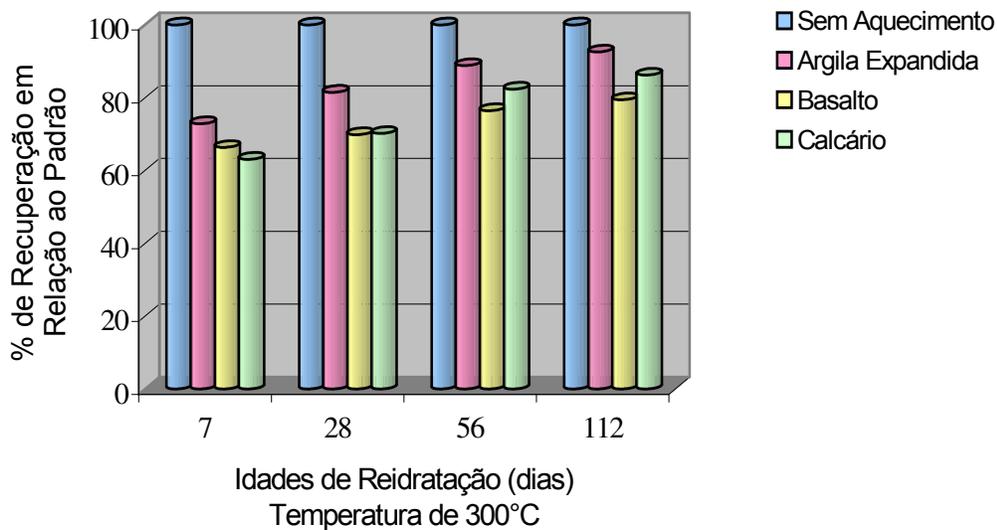
(a)



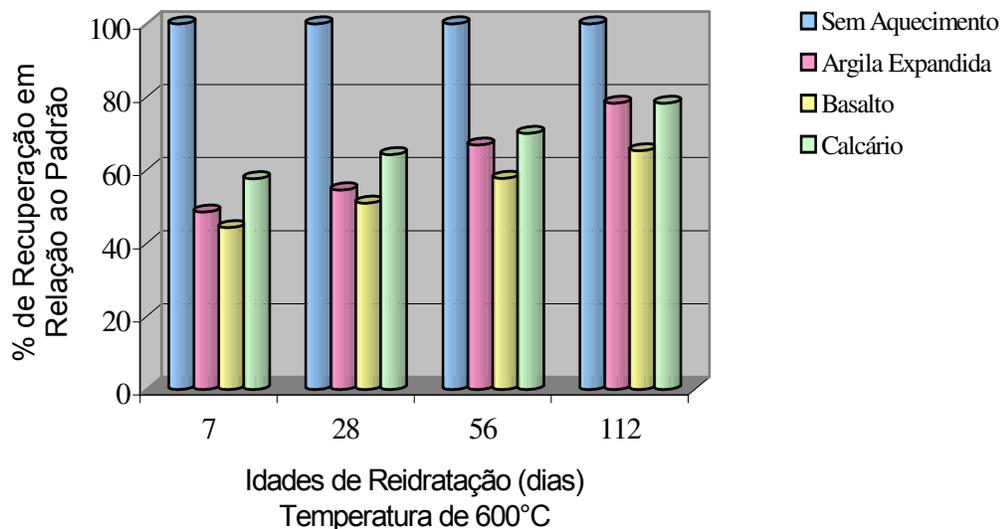
(b)

Figura 5.8 - Recuperação da resistência à tração para os corpos-de-prova expostos ao ar para as três misturas nas idades adotadas. (a) $T_{\text{máx}} = 300^{\circ}\text{C}$ e (b) $T_{\text{máx}} = 600^{\circ}\text{C}$.

▪ **Corpos-de-prova imersos em água**



(a)



(b)

Figura 5.9 - Recuperação da resistência à tração para os corpos-de-prova imerso em água para as três misturas nas idades adotadas. (a) $T_{máx} = 300^{\circ}C$ e

(b) $T_{máx} = 600^{\circ}C$.

As amostras que ficaram imersas em água apresentaram níveis de recuperação próximos ao padrão 100%. O que confirma esta como a melhor condição de reidratação para recuperação das propriedades mecânicas de concretos expostos a temperaturas elevadas.

A mistura preparada com o agregado basalto, que não apresentou recuperação acentuada quando reidratada pelos outros dois processos, após exposição à 300°C, recuperou cerca de 80% da resistência inicial aos 112 dias de idade. Para a mistura preparada com a argila expandida apresentou recuperação em torno de 90% aos 112 dias de idade, e a que utilizou o calcário recuperou cerca de 78% do valor padrão. Quando a temperatura de exposição foi 600°C, a recuperação da resistência para as três misturas de concreto, após 112 dias foi entre 60% e 80%.

5.2.3. MÓDULO DE ELASTICIDADE

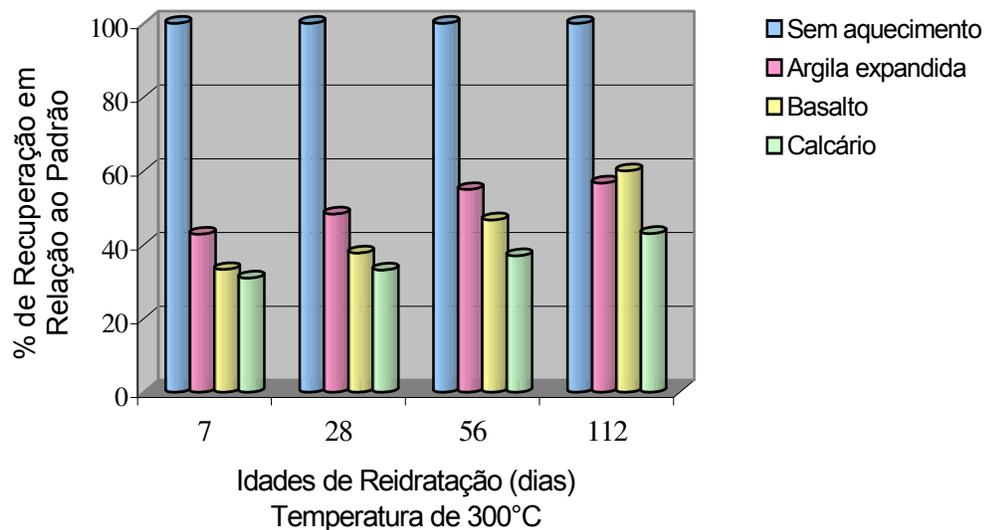
- **Corpos-de-prova envolvidos em filme plástico**

O módulo de elasticidade é a propriedade do concreto que sofre maior redução com o aquecimento e a que apresenta menor recuperação, principalmente para as amostras que foram envolvidas em filme plástico.

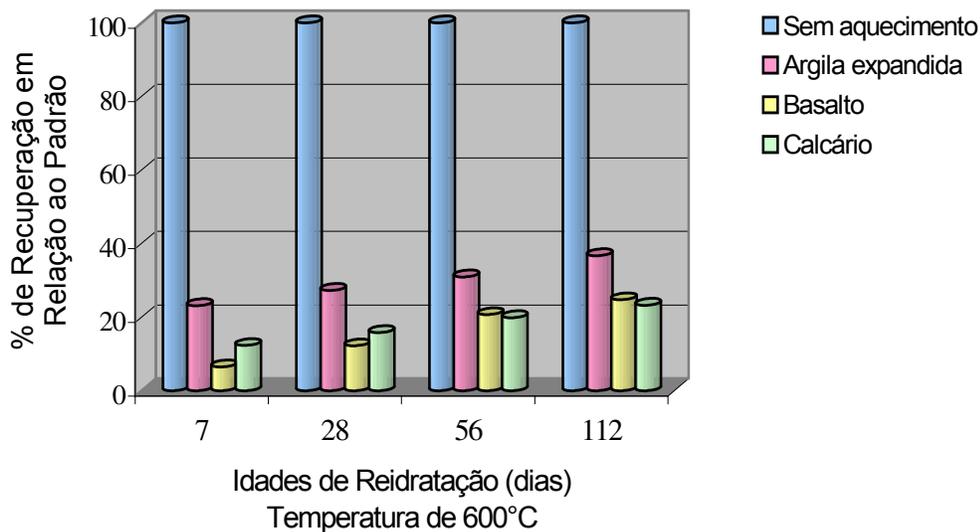
Das três misturas de concreto, aquecidas a temperatura máxima de exposição de 300°C, a que apresentou menor recuperação foi a que utilizou o calcário como agregado, em torno de 30% aos 7 dias e 40% aos 112 dias. Porém a mistura que foi preparada com a argila expandida recuperou cerca de 55% aos 112 dias e a que foi preparada com o basalto teve recuperação em torno de 60%.

Para a temperatura máxima de exposição de 600°C a recuperação das amostras das três misturas de concreto foi menor. A que utilizou a argila expandida apresentou recuperação próxima de 40% do valor padrão e, as misturas preparadas com o basalto

e o calcário recuperaram cerca de 20% do valor inicial.



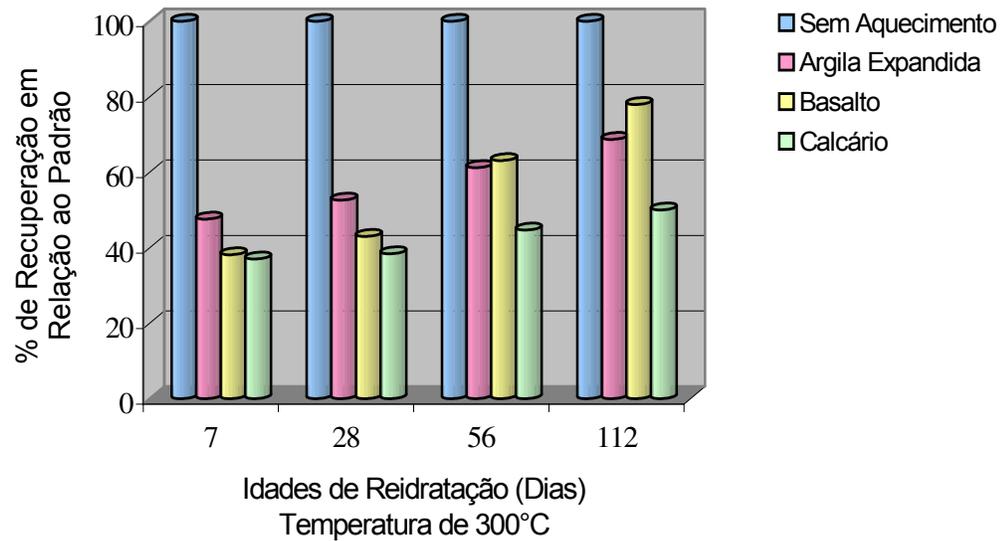
(a)



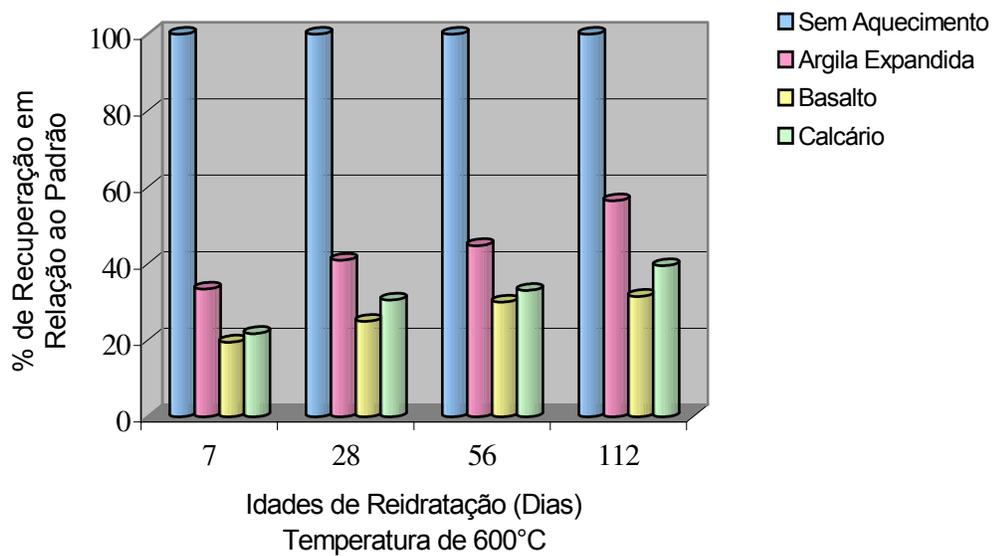
(b)

Figura 5.10 – Módulo de elasticidade para os corpos-de-prova envolvidos em filme plástico para as três misturas nas idades adotadas. (a) $T_{\text{máx}} = 300^{\circ}\text{C}$ e (b) $T_{\text{máx}} = 600^{\circ}\text{C}$.

- **Corpos-de-prova expostos ao ar**



(a)



(b)

Figura 5.11 - Módulo de elasticidade para os corpos-de-prova expostos ao ar para as três misturas nas idades adotadas. (a) $T_{máx} = 300^{\circ}\text{C}$ e

(b) $T_{máx} = 600^{\circ}\text{C}$.

A recuperação do módulo de elasticidade para a mistura preparada com o

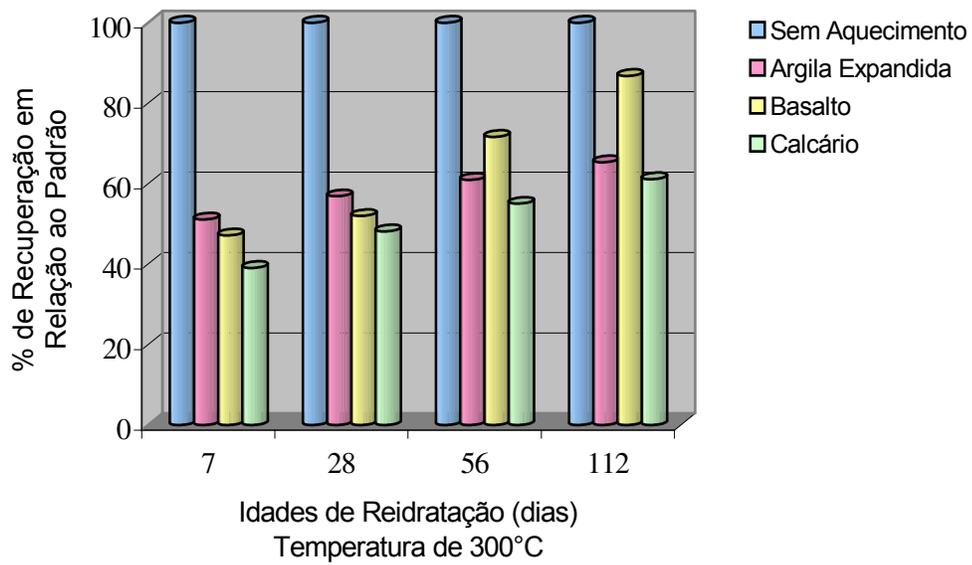
calcário e, aquecida à 300°C, não teve variação significativa em relação à condição de reidratação anterior e esta. Para as outras duas misturas o comportamento é semelhante à condição de reidratação anterior. A mistura preparada com argila expandida apresentou maior recuperação até a idade de 56 dias, após esse período o acréscimo do valor é próximo de 10%. A mistura preparada com o basalto apresentou maior recuperação a partir de 56 dias, alcançando recuperação em torno de 75% aos 112 dias.

As amostras que foram submetidas a temperatura de 600°C têm comportamento variável. Após exposição a esta temperatura a mistura preparada com argila expandida recuperou cerca de 60% do valor padrão aos 112 dias. Inicialmente as outras misturas recuperaram cerca de 20% do valor padrão, após 112 dias a recuperação variou de 30% a 40%.

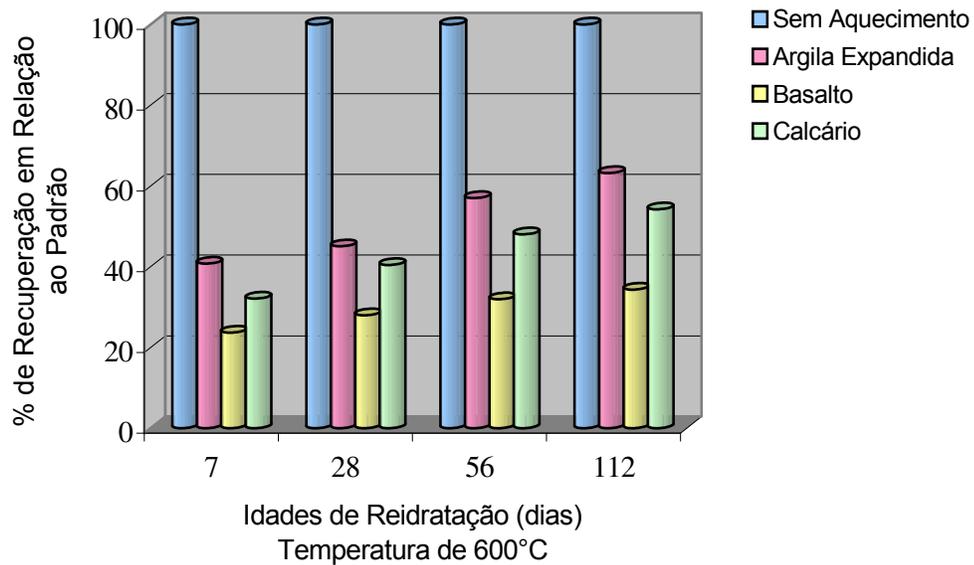
- **Corpos-de-prova imersos em água**

As recuperações das três misturas de concreto variaram de acordo com a temperatura em que foram expostas. Para exposição à 300°C, Figura 5.12a, a mistura preparada com o basalto recuperou cerca de 90% do valor inicial, já as misturas preparadas com a argila expandida e o calcário apresentaram recuperação em torno de 60%.

Para a temperatura de exposição de 600°C, Figura 5.12b, a mistura preparada com o basalto teve menor recuperação, em torno de 35%. A mistura preparada com a argila expandida teve recuperação próxima de 60%, aos 112 dias.



(a)



(b)

Figura 5.12 - Módulo de elasticidade para os corpos-de-prova imersos em água para as três misturas nas idades adotadas. (a) $T_{máx} = 300^{\circ}\text{C}$ e

(b) $T_{máx} = 600^{\circ}\text{C}$.

5.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos através dos corpos-de-prova das três misturas de concreto que foram aquecidos e reidratados mostraram o quanto o tipo de agregado influencia na redução e recuperação das propriedades mecânicas do concreto. Desta forma é conveniente pesquisar o tipo de agregado a ser empregado em concretos que podem estar sujeitos à situação de incêndio, pois o comportamento dos elementos estruturais está ligado aos materiais que os constitui.

6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

A exposição do concreto à temperaturas elevadas provoca deteriorações de suas propriedades físicas e mecânicas, devido a alterações químicas. Acima da temperatura de 150°C o concreto perde parte da água de evaporação e de hidratação da pasta de cimento. Desenvolve-se, desta maneira, microfissurações que são causadas pela retração e expansão térmica ocorrida entre os agregados e a pasta de cimento. Esta deterioração causa alterações na resistência à compressão, na resistência à tração e no módulo de elasticidade.

O grau de alteração das propriedades mecânicas do concreto exposto a temperatura elevada é influenciado pela variação de diversos parâmetros. Dentre estes parâmetros, sem dúvida alguma, pode-se destacar o tipo de agregado. Entretanto, não se pode excluir destes parâmetros intervenientes a taxa de aquecimento, o tempo de exposição à determinada temperatura, a taxa de resfriamento, a umidade do concreto e, como observado por Caraslindas & Barros (2004) a densidade.

Neste trabalho de pesquisa foi comprovada e quantificada a influência do tipo de agregado e do resfriamento rápido nas propriedades mecânicas do concreto submetido à temperaturas de 300°C e 600°C.

Neste capítulo, os resultados obtidos, no caso do agregado calcário e do agregado leve, são confrontados com os resultados obtidos por pesquisadores nacionais e internacionais e, também, com os valores indicados por Códigos Normativos Nacionais e Internacionais. No caso dos resultados obtidos para o agregado basalto, vale destacar, são pioneiros; não existindo, para este agregado, valores indicados pelos Códigos Normativos Nacionais e Internacionais.

6.1. REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA MECÂNICA SOB A INFLUÊNCIA DO TIPO DE AGREGADO

Neste trabalho as reduções de resistência, aos 300°C, variaram de 20% a 40%, influenciadas pelo tipo de agregado. Aos 600°C, esta redução variou entre 50% e 60%.

Avaliando-se os resultados obtidos no presente trabalho, com relação à influência do tipo de agregado, destaca-se que a mistura preparada com o agregado argila expandida foi a que apresentou a menor redução de resistência à compressão quando os corpos-de-prova foram aquecidos a 300°C, cerca de 20%. As misturas que utilizaram basalto e calcário apresentaram redução em torno de 40% e 35%, respectivamente. Este resultado comprova o fato de que os agregados leves artificiais, devido a sua estrutura porosa e vítrea, comportam-se muito bem diante de temperaturas elevadas. Deve-se ressaltar que as temperaturas as quais estes agregados foram produzidos podem ser muito acima das ocorridas em um incêndio.

Quando os corpos-de-prova foram aquecidos a temperatura de 600°C a mistura preparada com o agregado basalto apresentou redução pouco menor da resistência à tração, em torno de 50%, em relação as outras duas misturas que foram preparadas com a argila expandida e o calcário, 60% e 58%, respectivamente. Neste caso, parece-nos que o pior comportamento observado para a argila expandida está relacionado a intensa microfissuração, com lascamentos superficiais, observados para os corpos-de-prova preparados com este agregado. Resgata-se, também, nesta avaliação, o lascamento explosivo ocorrido somente com os corpos de prova executados com este material, descrito no capítulo 4 deste trabalho.

Quando o módulo de elasticidade é analisado, o melhor comportamento ao fogo dos agregados leves, pôde ser verificado para ambas as temperaturas de aquecimento. Quando exposto à 300°C o concreto preparado com argila expandida apresenta redução em torno de 38% e, quando exposto à 600°C a redução foi em torno de 60%.

Diante dos resultados obtidos, pode-se afirmar que os concretos preparados com agregados leves e agregados calcários podem ser os menos afetados pelo fogo. Este resultado já era esperado e justificado pelo baixo coeficiente de dilatação térmica, pelas reações endotérmicas que se produzem neles ao elevar sua temperatura e a criação de uma película superficial de CO₂ que atua como isolante térmico.

Em relação à confrontação dos resultados obtidos com os valores padronizados por códigos normativos nacionais e internacionais, nas Figuras 6.1a e 6.1b apresenta-se esta avaliação. Os valores padronizados nacionais indicados são referentes a NBR 15200 (ABNT, 2004), e os valores padronizados internacionais indicados são referentes ao EUROCODE (2001), AS 3600 (2001) e o ACI 216R-89 (1996). Uma vez que os valores internacionais são praticamente os mesmos, adotou-se referenciar o ACI 216R-89 (1996) para comparação com os resultados obtidos neste trabalho.

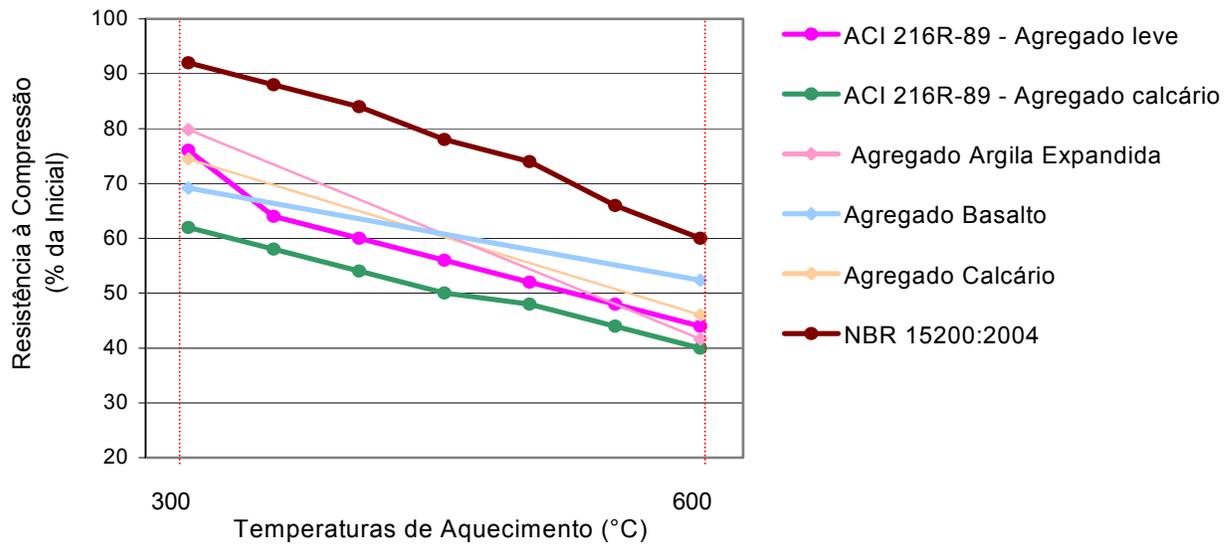
Ainda em relação às Figuras 6.1a e 6.1b, os resultados apresentados estão restritos às temperaturas de 300°C e 600°C, avaliadas neste trabalho. Da mesma forma, os resultados do ACI 216R-89 (1996) são inerentes a concretos preparados com agregado calcário e agregado leve, aquecidos sem carregamento e ensaiados depois de resfriados lentamente. No caso do Projeto de Norma Nacional, os valores indicados são inerentes ao agregado calcário e, embora não esteja claro no texto, referentes a concretos aquecidos e ensaiados sob carregamento.

Vale observar, que para concretos preparados com o agregado basalto não existem valores de referência indicados por normatização nacional ou internacional. Da mesma forma, para concretos preparados com agregados leves, não existem valores padrão referenciados por normatização nacional.

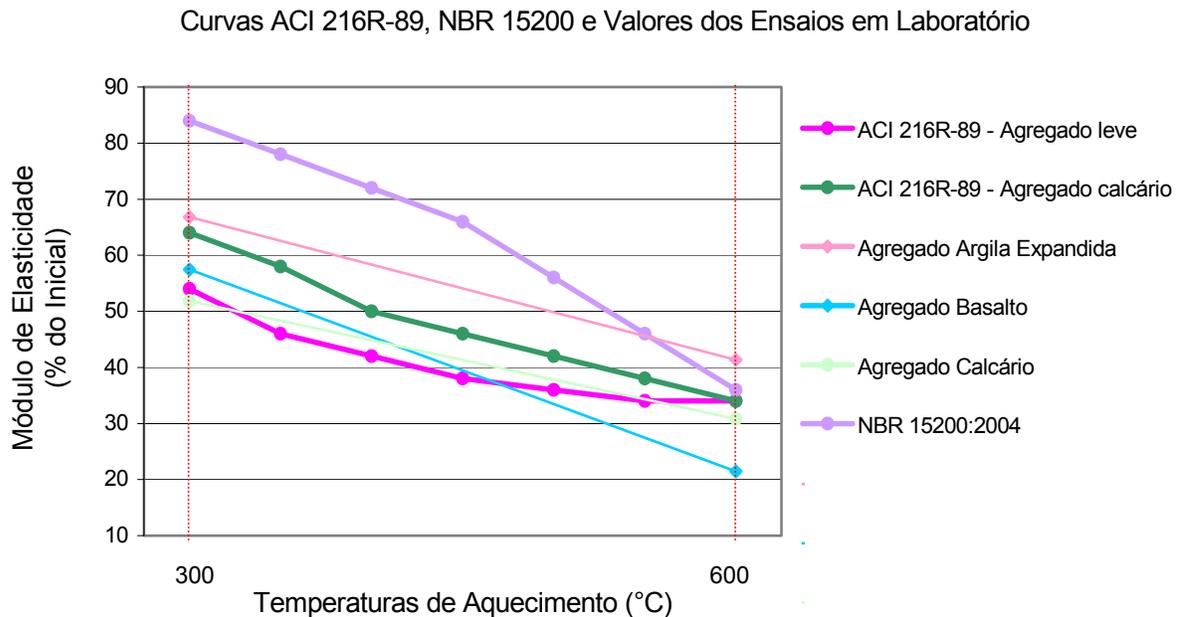
No caso dos resultados em relação à resistência à compressão, avaliando-se a Figura 6.1(a) pode-se notar que os valores obtidos neste trabalho, para concreto preparado com argila expandida, estão muito próximos dos valores referenciados pelos códigos normativos internacionais apresentados, cerca de 5%. No entanto, para o

concreto preparado com agregado calcário os valores obtidos nesta pesquisa se distanciaram um pouco mais dos resultados apresentados pelo ACI 216R-89 (1996), cerca de 13%, em média. Vale observar que esta variação esta sempre a favor da segurança, ou seja, os valores sugeridos por normatização internacional são sempre inferiores aos resultados obtidos neste trabalho.

Curvas ACI 216R-89, NBR 15200 e Valores dos Ensaio em Laboratório



(a)



(b)

Figura 6.1 – Resultados experimentais obtidos, de resistência à compressão (a) e de módulo de elasticidade (b), comparados com valores de referência padronizados por códigos normativos nacionais e internacionais.

Avaliando-se os resultados obtidos neste trabalho para o decréscimo de resistência à compressão de concretos executados com agregado basalto, pode-se notar que o decréscimo de resistência observado é sempre inferior aos valores normatizados referentes à concretos executados com agregado calcário. Desta maneira, deste fato pode-se concluir que, no caso de decréscimos de resistência à compressão de concretos executados com agregado basalto, a adoção dos valores normatizados referentes ao agregado calcário, parece, ser opção aceitável.

O fato dos valores de referência, indicados pela Norma Nacional estarem, aparentemente, contra a segurança, deve ser avaliado com cautela. Embora não esteja claro, ainda, no texto, os valores indicados referem-se a concretos aquecidos sob carga

e ensaiados a quente. Como continuidade desta pesquisa, a avaliação do decréscimo de resistência de concretos aquecidos sob carga esta prevista. Desta maneira, reserva-se estas comparações a trabalhos futuros.

Entretanto, fica aqui sugerida a incorporação, no Código Normativo Nacional, da indicação de decréscimos de resistência de concretos aquecidos sem carga e ensaiados depois de resfriados lentamente, a exemplo do que ocorre em outros códigos normativos internacionais.

Neste trabalho, os decréscimos obtidos no módulo de elasticidade dos concretos aquecidos foram entre 35% e 50%, para a temperatura máxima de exposição de 300°C, e entre 60% e 80%, para as amostras aquecidas à temperatura máxima de 600°C. A influência do tipo de agregado foi, também, observada.

Avaliando-se a Figura 6.1(b) pode-se notar que os valores obtidos neste trabalho, para o decréscimo do módulo de elasticidade de concretos preparados com argila expandida, estão muito próximos dos valores referenciados pelos códigos normativos internacionais apresentados, cerca de 12%.

No entanto, no caso do decréscimo no módulo de elasticidade para concreto preparado com agregado calcário, os valores obtidos nesta pesquisa, apesar de próximos (cerca de 8% em média), se distanciaram dos resultados apresentados pelo ACI 216R-89 (1996) sempre contra a segurança, ou seja, os valores sugeridos por normatização internacional são sempre superiores aos resultados obtidos neste trabalho. Da mesma forma, no caso do agregado basalto, pode-se notar que o decréscimo de resistência observado é sempre superior a qualquer dos valores normatizados apresentados na Figura 6.1(b).

Embora de pequena magnitude, esta diferença, no caso contra a segurança, deve ser encarada como um indicativo de que se deve, sempre, ter cautela na adoção de resultados internacionais em nossos códigos normativos e de que, da mesma forma,

a estes valores devem ser acrescentados muitos outros, obtidos em futuros trabalhos de pesquisa nacionais sobre o assunto.

No caso dos valores de referência, indicados pela Norma Nacional com relação ao decréscimo no módulo de elasticidade de concretos aquecidos, a mesma observação anterior, quando da avaliação dos resultados obtidos em relação à resistência à compressão, continua válida. Sugere-se, novamente, a incorporação, no Código Normativo Nacional, da indicação de valores de decréscimos no módulo de elasticidade de concretos aquecidos sem carga e ensaiados depois de resfriados lentamente, a exemplo do que ocorre em outros códigos normativos internacionais.

Finalmente, em relação ao decréscimo de resistência à tração dos concretos avaliados, pôde-se comprovar, mais uma vez, a grande influência do tipo de agregado, obtendo-se decréscimos entre 20% e 40%, para temperatura de exposição de 300°C, e redução entre 50% e 65%, para temperatura de exposição de 600°C.

O resultado do parágrafo anterior já era esperado, uma vez que os efeitos da temperatura elevada na resistência à tração são, geralmente, maiores que os apresentados na resistência à compressão, ocorrendo uma redução progressiva com o aumento da temperatura. Nos códigos normativos nacionais ou internacionais não são apresentados valores de referência para o decréscimo na resistência à tração de concretos aquecidos.

6.2. REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA MECÂNICA APÓS AQUECIMENTO E RESFRIAMENTO RÁPIDO

Cánovas (1988), alerta em seu trabalho sobre os efeitos nocivos do resfriamento rápido. Souza & Moreno (2003) estudaram o efeito da taxa de resfriamento para amostras de concreto aquecidas à 300°C e 600°C e observaram que para a temperatura de exposição de 300°C a variação entre o resfriamento rápido e lento foi

pequena, em torno de 7%, porém, no caso de concretos aquecidos à 600°C, esta variação foi consideravelmente maior, em torno de 14%.

Neste trabalho, Figura 6.2, as diferenças de resistência à compressão obtidas em função do tipo de resfriamento variaram de 20% a 30%, sempre em função do tipo de agregado avaliado.

Os resultados obtidos são muito importantes pois, em primeira análise, representam eventual queda de resistência do material durante os trabalhos de combate ao incêndio; queda de resistência esta, adicional àquela que já ocorre após aquecimento.

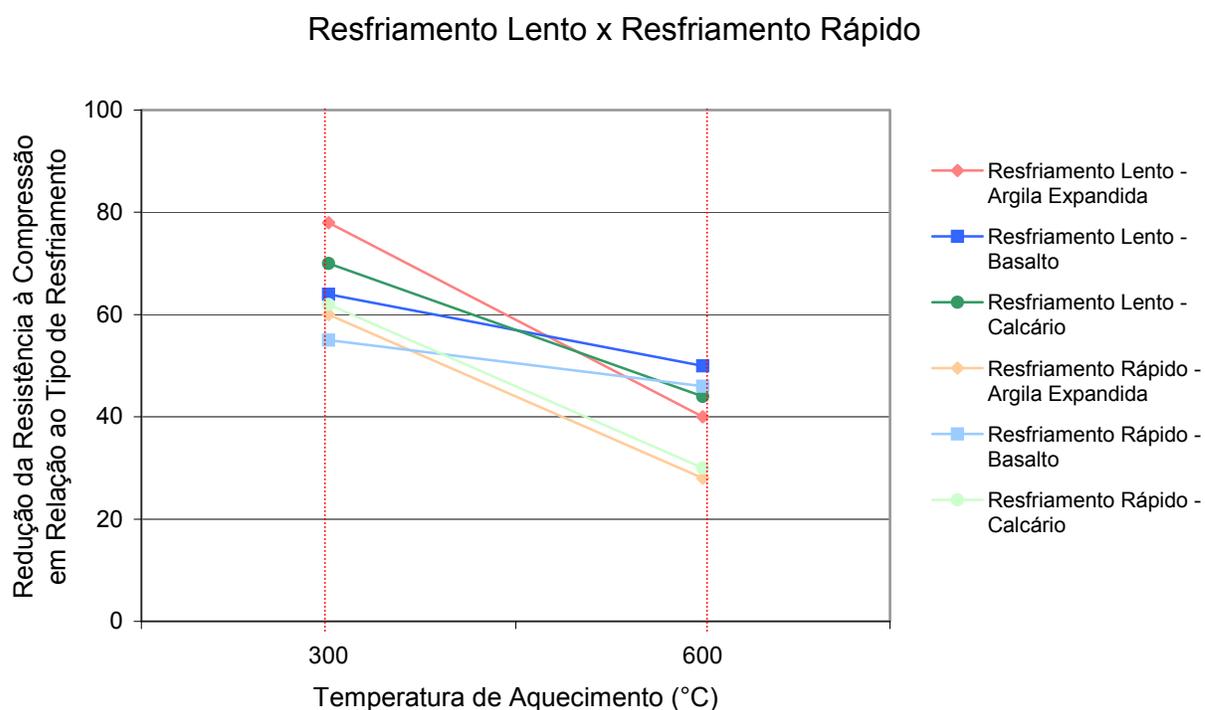


Figura 6.2 – Redução da resistência à compressão em função do tipo de resfriamento.

6.3. REDUÇÃO DE RESISTÊNCIA MECÂNICA APÓS AQUECIMENTO E RESFRIAMENTO RÁPIDO

Finalmente, é importante observar que parte do decréscimo de resistência mecânica do concreto, resultante de seu aquecimento, pode ser recuperada com a reidratação; como foi citado por CÁNOVAS (1988).

Esta recuperação pôde ser comprovada nos estudos de SOUZA e MORENO (2003), onde corpos-de-prova de concreto (dimensão 10cm x 20cm) foram aquecidos às temperaturas máximas de exposição de 300°C, 600°C e 900°C e, imersos em água durante 112 dias, apresentaram recuperação de resistência à compressão de 93%, 85% 45%, respectivamente.

Os resultados obtidos nesta pesquisa, Figuras 6.3, 6.4 e 6.5 comprovam a possibilidade de recuperação da resistência mecânica do concreto com a reidratação.

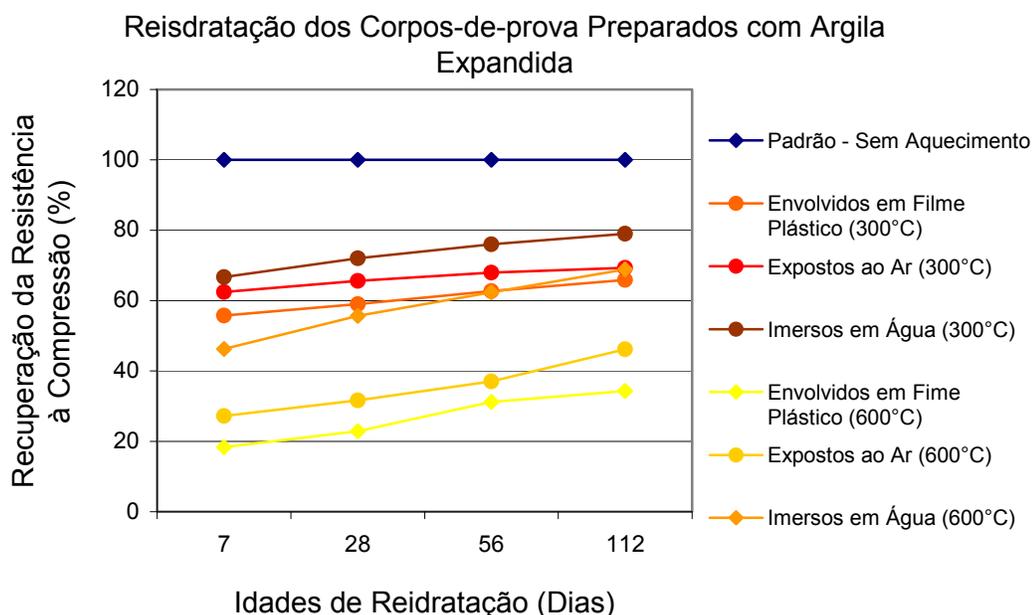


Figura 6.3 - Evolução da Resistência à Compressão, do Concreto Preparado com Argila Expandida, em Função da Idade e do Procedimento de Reidratação.

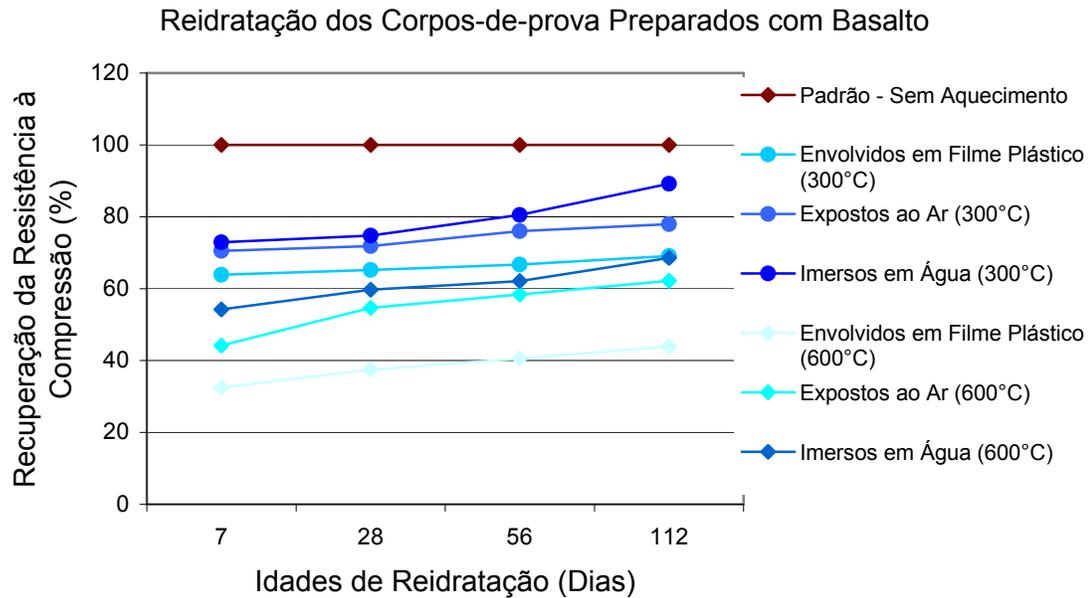


Figura 6.4 - Evolução da Resistência à Compressão, do Concreto Preparado com Basalto, em Função da Idade e do Procedimento de Reidratação.

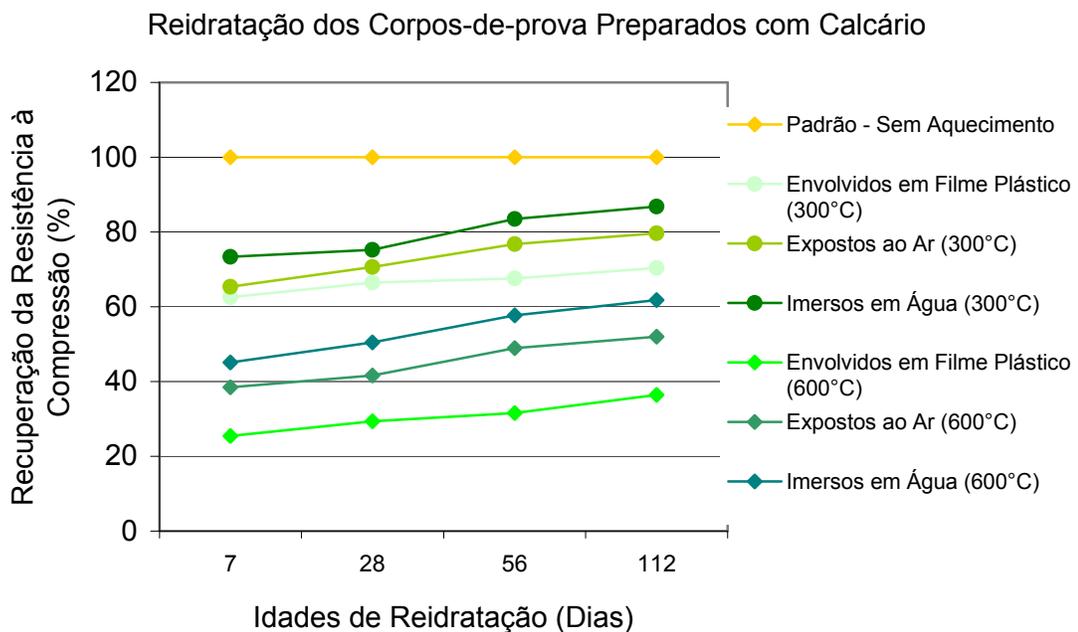


Figura 6.5 - Evolução da Resistência à Compressão, do Concreto Preparado com Calcário, em Função da Idade e do Procedimento de Reidratação.

Pela observação das figuras a seguir, onde a recuperação da resistência mecânica de concretos executados com diferentes agregados é avaliada em função do tipo de reidratação, pode-se verificar a influência restrita do tipo de agregado nesta recuperação. Os níveis de recuperação dependem principalmente do tipo de reidratação utilizada. Por exemplo, ao reidratar as misturas de concreto por imersão em água durante 112 dias, estas apresentaram níveis de recuperação em torno de 82% para a resistência à compressão, 90% quando avaliada a resistência à tração e, da mesma forma, a recuperação do módulo de elasticidade pode alcançar valores acima de 80%.

Vale observar, que os resultados obtidos neste trabalho, comprovam, sem dúvida, a possibilidade de recuperação de resistência mecânica de concretos submetidos à incêndios. Recuperação esta que pode alcançar valores significativos, mesmo para reidratação ao ambiente.

7. CONCLUSÕES

A pesquisa aqui exposta forneceu dados sobre como as propriedades mecânicas de concretos executados com diferentes agregados, podem ser influenciadas pelas temperaturas elevadas. Particularmente, apresenta resultados de concretos preparados com agregado basalto, cujo comportamento não é referenciado em Códigos Normativos Nacionais e Internacionais, uma vez que o mesmo não é de emprego usual na Europa e EUA, porém no Brasil é bastante utilizado.

Os resultados obtidos nesta pesquisa evidenciam forte decréscimo da resistência à compressão para a temperatura máxima de exposição de 600°C. Este resultado, em maior ou menor porcentagem, já era esperado tendo por base estudos anteriores sobre o assunto, pois nesta temperatura o concreto perde não só a água livre, mas também a água contida no gel de cimento, provocando alto grau de fissuração superficial. A redução da resistência à compressão pode ser justificada pela ocorrência de uma degradação progressiva do concreto com as camadas superficiais quentes tendendo a separar-se das camadas internas, mais frias.

Em relação aos tipos de agregados utilizados nesta pesquisa e os tipos de resfriamento a que foram submetidos os corpos-de-prova, os resultados apresentados, evidenciam o decréscimo da resistência à compressão para as três misturas de concreto aquecidas à temperatura máxima de exposição de 300°C; com as três misturas apresentando redução em torno de 20% e 35% quando aquecidas e resfriadas lentamente e, reduções entre 35% e 45% quando aquecidas e resfriadas rapidamente. Ao serem expostas a temperatura máxima de exposição de 600°C as reduções da

resistência atingiram níveis entre 50% e 60%, quando resfriadas lentamente, e apresentaram reduções entre 50% e 70% quando resfriadas rapidamente.

Avaliando a resistência à tração, a mistura que utilizou o basalto como agregado graúdo foi a que apresentou maior redução. Em geral, a faixa de redução para as três misturas após serem aquecidas e resfriadas lentamente foi entre 20% e 40% e, entre 25% e 45%, quando aquecidas a 300°C e resfriadas rapidamente. Quando a temperatura máxima de exposição foi 600°C essas reduções alcançaram valores entre 50% e 65% para as amostras que foram resfriadas lentamente e, entre 60% e 80% para as amostras que foram resfriadas rapidamente.

O módulo de elasticidade foi a propriedade do concreto, submetido ao fogo, que sofreu maiores reduções, apresentando ao final do ensaio valores entre 40% e 50% para as amostras aquecidas à 300°C e resfriadas lentamente e, reduções entre 55% e 65%, quando resfriadas rapidamente. Quando a temperatura máxima de exposição foi 600°C, a mistura preparada com o agregado basalto apresentou redução em torno de 80%, quando amostras foram submetidas ao resfriamento rápido e lento. As outras duas misturas apresentaram reduções na faixa de 60% a 70% quando resfriadas lentamente e, reduções entre 65% e 75% para as amostras que foram resfriadas rapidamente.

O fato dos valores de referência, indicados pela NBR 15200 (ABNT, 2004) estarem, aparentemente, contra a segurança, deve ser avaliado com cautela. Embora não esteja claro, ainda, no texto, os valores indicados referem-se a concretos aquecidos sob carga e ensaiados a quente. Como continuidade desta pesquisa, a avaliação do decréscimo de resistência de concretos aquecidos sob carga esta prevista. Desta maneira, reserva-se estas comparações a trabalhos futuros.

Entretanto, fica aqui sugerida a incorporação, no Código Normativo Nacional, da indicação de decréscimos de resistência de concretos aquecidos sem carga e ensaiados depois de resfriados lentamente, a exemplo do que ocorre em outros códigos

normativos internacionais.

Neste trabalho, a influência do resfriamento rápido foi avaliada. Os resultados obtidos são muito importantes pois, em primeira análise, representam eventual queda de resistência do material durante os trabalhos de combate ao incêndio; queda de resistência esta, adicional àquela que já ocorre após aquecimento.

Observou-se que a reidratação do concreto, após aquecimento, pode contribuir para a recuperação de parte significativa da resistência mecânica inicial, seja ela em relação a resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade. Notou-se também, que os corpos-de-prova conservados imersos em água recuperam maior parte de sua resistência inicial com o passar do tempo. Os níveis de recuperação dependem principalmente do tipo de reidratação utilizada com o tipo de agregado tendo pouca influência.

Como continuidade desta pesquisa estão previstas análises termodiferenciais e termogravimétricas e ensaio de difratometria de raios-x. O intuito é verificar o que é alterado com o processo de aquecimento dentro da pasta de cimento e, o que é alterado com processo de reidratação, para que ocorra a recuperação da resistência mecânica.

Os resultados obtidos foram coerentes, se comparados com os estudos anteriores sobre o tema aqui pesquisado. Entretanto, deve-se ressaltar, mais uma vez, que muitas são as variáveis envolvidas no problema, e que qualquer alteração destas variáveis pode resultar em diferenças significativas entre resultados de trabalhos de pesquisa sobre o assunto. Dentre as variáveis, pode-se destacar a umidade, a relação água/cimento, o tipo de agregado, o tempo de exposição à temperatura, a taxa de aquecimento e resfriamento.

Desta maneira, uma generalização ampla dos resultados

obtidos por diferentes pesquisadores é muito difícil. Deve-se considerar os fatores anteriormente assinalados na interpretação dos resultados.

É importante ressaltar também, que os resultados aqui obtidos, quando somados aos obtidos em pesquisas anteriores sobre o tema, podem colaborar na previsão do grau de degradação que uma estrutura pode alcançar após um incêndio, como também, oferecer importantes subsídios de normatização.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ALMEIDA, D.F. - "**As Estruturas de Concreto Armado e o Fogo. Comportamento - Conseqüências - Restauração**". USP. São Paulo, 1984. [Dissertação de Mestrado].
2. ALMEIDA, D. F. A. - "Patologia, Terapia e Profilaxia nas Construções". In: **19º SIMPATCON - Simpósio de Aplicação da Tecnologia do Concreto**. Campinas, São Paulo.1998.
3. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI 216R-89: **Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements..** New York, 1996.
4. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI 216.1-97: **Standard of Concrete and Mansory Construction Assemblies**. New York, 1997.
5. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM E-119: **Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials**. Philadelphia, 2000.
6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 5627: 1980 – **Exigências Particulares das Obras de Concreto Armado e Protendido em Relação à Resistência ao Fogo**. Rio de Janeiro.
7. _____. NBR 7211: 1983 - **Agregado para Concreto**. Rio de Janeiro.
8. _____. NBR 12821: 1983 - **Preparação de Concreto em Laboratório**. Rio de Janeiro.
9. _____. NBR 5737: 1992 - **Cimento Portland Resistente a Sulfatos**. Rio de Janeiro.
10. _____. NBR 7215: 1996 - **Determinação da Resistência à Compressão**. Rio de Janeiro.

11. _____. NBR NM 67: 1998 - **Determinação da Consistência pelo Abatimento do Tronco de Cone**. Rio de Janeiro.
12. _____. NBR 5628: 2001 - **Componentes Contrutivos Estruturais - Determinação da Resistência ao Fogo**. Rio de Janeiro.
13. _____. NBR 14432: 2001 - **Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações**. Rio de Janeiro.
14. _____. NBR NM 47: 2002 - **Concreto - Determinação do Teor de Ar em Concreto Fresco - Método Pressométrico**. Rio de Janeiro.
15. _____. NBR 5738: 2003 - **Moldagem e Cura de Corpos-de-prova Cilíndricos ou Prismáticos de Concreto**. Rio de Janeiro.
16. _____. NBR 6118: 2004 – **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro.
17. _____. Projeto 02:124.15-005:2004 – **Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio – Procedimento**. Rio de Janeiro.
18. BAUER, L.A.F – **Materiais de Construção**. LTC Editora S.A. Rio de Janeiro, 1980.
19. BUCHANAN, A.H. - **Structural for Design Safety**. John Wiley & sons Ltd. Chichester (U.K.), 2001.
20. CÁNOVAS, M.F. - **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. Ed. PINI. São Paulo, 1988.
21. CARASLINDAS, H.; BARROS, R.C. – Degradação das Propriedades Mecânicas do Betão Exposto a Altas Temperaturas. In: **Encontro Nacional de Betão Estrutural**. Porto – Portugal, 2004.
22. COSTA, C.N.; FIGUEIREDO, A.D.; SILVA, V.P. - Aspéctos Tecnológicos dos Materiais de Concreto em Altas Temperaturas. In: **Seminário Internacional NUTAU'2002 - Sustentabilidade, Arquiteutura e Desenho Urbano**. Anais. NUTAU/FAU-USP. São Paulo, 2002.
23. COSTA, C.N.; FIGUEIREDO, A.D.; SILVA, V.P. - O Fenômeno do Lascamento ("spalling") nas Estruturas de Concreto Armado Submetidas a Incêndio - uma Revisão Crítica. In: **Instituto Brasileiro do Concreto - 44º Congresso Brasileiro**. 2003.
24. EQUIPE DE FURNAS - Laboratório de Concreto - **Concreto: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo - Ensaios e Propriedades**. Editora Pini.

São Paulo, 1997.

25. EUROPEAN STANDARD EUROCODE. **Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1.2: General Rules - Structural Fire Design. ENV 1992 -1-2.** CEN. Brussels,2001.
26. GALLETTO,A.; MENEGHINI, E.C.A. - **Comportamento do Concreto Submetido à Temperaturas Elevadas.** Seminário apresentado na disciplina: Análise Experimental de Estruturas - FEC-UNICAMP. Campinas,2000.
27. GRATTAN-BELLEW, P. E. - **Microstructural Investigation of Deteriorated Portland Cement Concretes.** Construction and Building Materials. Vol.10. Issue 1. Elsevier Science Ltd. Amsterdam, 1996.
28. HARMATHY, T.Z. - **Fire Safety Design & Concrete.** Concrete Design & Construction Series. Longman Scientific & Technical. London, 1993.
29. HELENE, P. R. L. – **Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto.** Ed. Pini. São Paulo, 1992.
30. HERTZ, K.D. - Danish Investigations on Silica Fume Concrete at Elevated Temperatures. **ACI Materials Journal.** n°4, 1992.
31. HERTZ, K.D. - Limits of Spalling of Fire-exposed Concrete. **Fire Safety Journal.** Vol. 38, p. 103-116, 2003.
32. INGBERG, J. – **Fire and Buildings** – NB – National Bureau of Standards. 1928.
33. INSTITUTO ARGENTINO DE NORMALIZACION. IRAN 1601: **Água para Morteros y Hormigones de Cemento Portland.** Buenos Aires, 1986.
34. INSTRUÇÃO TÉCNICA - IT 08: 2001 - **Segurança Estrutural nas Edificações - Resistência ao Fogo dos Elementos de Construção.** Corpo de Bombeiros do estado de São Paulo. Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. São Paulo.
35. INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **Fire-Resistance Tests - Elements of Building Construction.** Part 1: General Requirements. ISO 834. Geneva, 1999.
36. KALIFA, P.; MENNETEAU, F.D.; QUENARD, D. - **Spalling and Pore Pressure in HPC at High Temperatures.** Cement and Concrete Research, n°30. Elsevier Science Ltd. Amsterdam,2000.
37. KATTAR, J.E.; ALMEIDA, N.J. – Cimento Portland. **Holdercim Brasil S.A..** 4ª ed. 43p. Julho, 1999.

38. KHOURY, G.A. - Compressive Strength of Concrete at High Temperatures: a reassessment. **Magazine of Concrete Research**. Vol. 44, n° 161, p. 291-309, 1992.
39. LANDI, F.R. – **Ação do Incêndio sobre Estruturas de Concreto Armado**. Boletim Técnico n° 01/86. PCC-EPUSP. São Paulo, 1986.
40. LEA, F. and STRADLING, R. The Resistance to Fire of Concrete and Reinforced Concrete. **Engineering**. Vol 114, n°2959, p.341-344, 380-382. 1992.
41. LIN, Wei-Ming.; LIN, T.D.; POWERS-COUCHE, L.J. – Microstructures of Fire Damaged Concrete. **ACI Materials Journal**. Vol. 93, n° 3. Technical Paper. ACI – American Concrete Institute. New York, May-June, 1996.
42. MALHOTRA, H. L. – Report on the Work of Technical committee 44 PHT – Properties of Materials at High Temperatures. **Matériaux et Constructions**. Vol 15, n° 86, p.161-170. 1982.
43. MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P. M. – **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**. Ed. Pini. São Paulo, 1994.
44. MIN, L.; CHUNXIANG, Q.; WEI, S. – Mechanical Properties of High-Strength Concrete after Fire. **Cement and Concrete Research**. Article in Press, 2004.
45. MINAMI, K. et al. – **Effect of Type of Aggregate on Mechanical Properties of Concrete Subjected to High Temperature**. Transactions of the Japan Concrete Institute. JCI. Tokyo, 1987.
46. MINAMI, K. et al. – **Effect of Microscopic Thermal Stress on Mechanical Properties of Concrete Subjected to High Temperature**. Concrete Library of JSCE n° 17. JSCE. Tokyo. June, 1991.
47. MORENO Jr., A.L.; BIZZO, L.B.P. – Estudo do Comportamento do Concreto sob o Efeito de Temperaturas Elevadas. In: **Encontro Nacional de Betão Estrutural**. Porto - Portugal, 2004.
48. NEVILLE, A.M. – **Propriedades do Concreto**. 2ª Edição. Ed. Pini. São Paulo, 1997.
49. NOUMAN, A. N. et al. – High temperature Effect on Strength and Porosity. In: **Durability of Concrete Third International Conference**. Nice, França. 1994.
50. PAULON, V.A. – Durabilidade do Concreto – Avanços da Tecnologia. In: **7º SIMPATCON – Simpósio de Aplicação da Tecnologia do Concreto**. Campinas, 1984.
51. PETRUCCI, E.G.R. – **Concreto de Cimento Portland**. Ed. Globo. Rio de Janeiro,

- 1987.
52. PETERSSON, O. et al. - **Theoretical Design of Fire Exposed Structures.** Bulletin n° 51. Division of Estructural Mechanics and Concrete Construction. Lund Institute of Technology, 1976.
 53. PURKISS, J.A. – **Fire Safety Engineering Design of Structures.** Butterworth Heinemann. Oxford, 1996.
 54. ROSSO, T. – Comportamento do Concreto ao Fogo. **Revista Incêndio.** N° 7, 8, e 9. 1978
 55. SAAD, M. et al. – Effect of Temperature on Physical and mechanical Properties of Concrete Containing Silica Fume. **Cement and Concrete Composites.** Vol.26.Issue5. Amsterdam. March, 1996.
 56. SHAH, S.P.; AHMAD, S.H. – **High Performance Concrete: Properties and Applications.** McGraw-Hill, 1994.
 57. SILVA, V.P. **Estruturas de Aço em Situação de Incêndio.** Ed. Zigurate. São Paulo, 2001.
 58. SILVA, V.P.; COSTA, C.N. – Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado em Situação de Incêndio. Métodos Tabulares apresentados em Normas Internacionais. In: **V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto.** São Paulo, 2003.
 59. SOUZA, A.A.A.; MORENO Jr., A.L. – Efeito de Altas Temperaturas na Resistência à Compressão, Resistência à Tração e Módulo de Deformação do Concreto. In: **V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto.** São Paulo, 2003.
 60. STANDARDS AUSTRALIA – **Concrete Structures.** AS 3600, 2001.
 61. VELASCO, R. et al. – Comportamento Tensão-deformação do Concreto de Alto Desempenho submetido a Altas Temperaturas. In: **V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto.** São Paulo, 2003.
 62. VIEIRA, S.R.S.S; ISHIKAWA, P.H. – **Avaliação dos Danos Provocados por Incêndio em Estruturas de Concreto. Estudo de Caso.** São Paulo, 1999.
 63. ZHANG, B. et al. – Relationship between Brittleness and Moisture loss of Concrete Exposed to High Temperatures. **Cement and Concrete Research.** Vol. 32, n°3, 2002.

BIBLIOGRAFIA

1. ABRAMS, M. – Compressive Strength of Concrete at Temperatures to 1600 F. **ACI Special Publication SP 25**. Detroit, 1971.
2. ALVES, J.D.; FRETITAS, J.A.; PEDROSO, D. – **Avaliação de Danos e Procedimentos para Reparos da Estrutura sujeita a Ação do Incêndio**. Edifício CERNE – GO.
3. ANDERBERG, Y. et al. – Spalling Phenomena of HPC and OC. In: **International Workshop on fire Performance of High-Strength Concrete – NIST**. Gaithersbur, MD. February, 1997.
4. BATTISTA, R.C. et al. – Danos Estruturais Causados pelo Incêndio no Prédio do Aeroporto Santos Dumont. In: **Damstruc' 2000 – 2º Congresso Internacional sobre o Comportamento das Estruturas Danificadas**. Universidade Federal Fluminense. Niterói/RJ, 2000.
5. BERTO, A. F.; TOMINA, J.C. – Lições do Incêndio da Sede Administrativa da CESP. Tecnologia de Edificações. **Coletânea de Trabalhos da Divisão de Edificações do IPT**. Ed. Pini. São Paulo/SP. 1988.
6. BRETON, D. et al. – Contribution to the Formation Mechanism of the Transition Zone between Rock-cement Paste. **Cement and Concrete Research**. V.22, p. 612-620. 1992.
7. DIEDERICHS, U.; JUMPPANEN, U.M.; PENTALA, V. – **Behaviour of High Strength Concrete at High Temperatures**. Espoo, 1989. Report 92.
8. DORO, P.S.; MORENO JR., A. L. – Efeito de Altas Temperaturas nas Propriedades Mecânicas do Concreto: Resistência à Compressão, Resistência à Tração e Módulo de Deformação. **Projeto de Iniciação Científica**. Janeiro, 2001.
9. FEITOSA, G.O. – Incêndio da CESP – Reforços de Emergência. **Anais da 31ª Reunião do IBRACON**. São Paulo/SP. 1989.

10. FERREIRA, S.G. – Ação do Incêndio nas Estruturas de Aço – Conseqüências e Recuperação. In: **Simpósio Nacional de Arquitetura e Proteção contra Incêndios – EPUSP**. São Paulo/SP. 1998.
11. GALLETTO, A.; MENEGUINI, E.C.A.; ROSSI, N. – **Ação do Fogo nas Estruturas de concreto Armado**. Seminário da Disciplina: Patologia e Terapia do Concreto – FEC/UNICAMP. Campinas/SP. 2000.
12. ICHIKAWA, Y.; ENGLAND, G.L. – Prediction of Moisture and Pore Pressure Build-up in Concrete at high Temperatures. **Nuclear Engineering and Design**. V. 228, p. 245-259. 2004.
13. KATZ, A. – Properties of Cement made with Recycled Aggregate from Partilly Hydrated old Concrete. **Cement and Concrete Research**. October, 2002.
14. KLEPACZKO, J.R.; BARRA, A. – An Experimental Method for Dynamic Tensile Testing of Concrete by Spalling. **International Journal of Impact Engineering**. July, 2000.
15. LEA, F.C. – The Effect to Temperature on Some of the Properties of Materials. **Engineering**. V. 110, p. 293-298. 1976.
16. LIE, T.T. – Fire and Buildings. **APPIED Science Publishers LTD**. London. January, 1972.
17. MELHADO, S.B. – Ação do Fogo sobre Estruturas de Aço. In: **Simpósio Nacional de Arquitetura e Proteção contra Incêndios – EPUSP**. São Paulo/SP. 1998.
18. PETZOLD, A.; ROHRS, M. – **Concrete for High Temperatures**. Maclaren and Sons. LTD, 1970.
19. POON, C.S. et *al.* – Performance of Metakaolin Concrete at Elevated Temperatures. **Cement and Concrete Composites**. October, 2001.
20. QUIRÓS, J.M.I.B. – Cálculo de Estructuras de Hormigón frente al Fuego. **Cuadernos Intemac**. N° 23. 1996.
21. RADWAN, M.N.; KHALIL, N.M. – **Characteristics of Calcium Aluminate Cements/Slag Wastes Composites**. Industrial Ceramics. Cairo, Egypt. V.21, N°3. December, 2001.
22. RILEY, M.A. – Assessing Fire-Damaged Concrete. **Concrete International**. April, 1985.
23. SULLIVAN, P.J.E. – A Probabilistic Method of Testing for the Assessment of

- Deterioration and Explosive Spalling of High Strength Concrete Beams in flexure at High Temperatures. **Cement and Concrete Composites**. April, 2003.
24. SUN, P.C. et *al.* – Comparasion of the Strength and Durability Performance of Normal and High Strength Pozzolanic Concretes at Elevated Temperatures. **Cement and Concrete Research**. V.31, n°9. September, 2001.
25. VALDUGA, L. – **Reação Álcali-Agregado – Maperamento de Agregados Reativos do estdo de São Paulo**. Dissertação de Mestrado – FEC/UNICAMP, 2002.
26. VELASCO, R.V. – **Concreto de Alto Desempenho Reforçado com fibras de Polipropileno e Sisal Submetidoa Altas Temperaturas**. Dissertação de Mestrado – Programa de Engenharia Civil – COPPE UFRJ, 2002.