Campus de São Carlos

**INFLUÊNCIA DA ALTA TEMPERATURA NAS
PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO
LEVE DE ALTO DESEMPENHO (CLAD)**

ALEXANDRE JUSTINO TORRES

Orientador: Prof. Dr. Osny Pellegrino Ferreira.

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

**ÁREA INTERUNIDADES EM
"CIÊNCIA E ENGENHARIA DE MATERIAIS"**

**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
INSTITUTO DE FÍSICA DE SÃO PAULO
INSTITUTO DE QUÍMICA DE SÃO CARLOS**

**Influência da alta temperatura nas propriedades
mecânicas do concreto leve de alto desempenho (CLAD)**

ALEXANDRE JUSTINO TORRES

Dissertação apresentada à Área de Interunidades em Ciências e Engenharia de Materiais, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Mestre em Ciência e Engenharia de Materiais.

Orientador: Prof. Dr. Osny Pellegrino Ferreira

DEDALUS - Acervo - EESC

31100037131

**São Carlos
2002**

Class.	TESE-EESC
Cutt.	6078
Tombo	T0239/02
Sysno	1277184

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

T693i Torres, Alexandre Justino
Influência da alta temperatura nas propriedades
mecânicas do concreto leve de alto desempenho (CLAD) /
Alexandre Justino Torres. -- São Carlos, 2002.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia de
São Carlos-Universidade de São Paulo, 2002.

Área: Ciência e Engenharia de Materiais.

Orientador: Prof. Dr. Osny Pellegrino Ferreira.

1. Desempenho ao fogo. 2. Altas temperaturas. 3.
Resistência mecânica. 4. Concreto leve de alto
desempenho (CLAD). I. Título.

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

Ciência e Engenharia de Materiais

Caixa Postal 369 – CEP 13560-970 – São Carlos-SP – Brasil

Tel: (0xx16) 2739589/ Fax: (0xx16) 2739777

e-mail: wladerez@if.sc.usp.br

MEMBROS DA COMISSÃO JULGADORA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DE ALEXANDRE JUSTINO TORRES, APRESENTADA À ÁREA INTERUNIDADES CIÊNCIA E ENGENHARIA DE MATERIAIS, UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO, EM 12-09-2002.

COMISSÃO JULGADORA:

Prof. Dr. Osny Pellegrino Ferreira (Orientador e Presidente)

Prof. Dr. Marcos Vinício Costa Agnesini – EESC-USP

Prof. Dr. Eloy Ferraz Machado – EESC-USP

À Deus.

Aos meus queridos familiares:

Antonino (pai), Cleonice (mãe), Tatiane (irmã)

e avós Edith e José.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Doutor Osny Pellegrino Ferreira, pela sua orientação, amizade, confiança e incentivo, que tornaram possível a realização desta dissertação.

À CAPES (Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior), pela bolsa concedida.

À minha família e amigos , que sempre acreditam e torcem por minhas vitórias.

Aos Professores Doutores João Manuel Rollo e Samuel Irati Novaes Gomes, pelos equipamentos e apoios concedidos.

Aos técnicos Paulo Wanderley Pratevieira e Sérgio Aparecido Trevelin pela amizade e contribuições durante o Mestrado.

À todos os colegas do Laboratório de Construção Civil.

“Só no dicionário, o sucesso vem antes do trabalho”

(Albert Einstein)

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	VII
LISTA DE TABELAS.....	XI
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	XIII
LISTA DE SÍMBOLOS	XIV
RESUMO	XV
ABSTRACT	XVI
1 – INTRODUÇÃO	1
2 – DEFINIÇÕES.....	3
2.1 – Concreto estrutural leve (CLE)	3
2.2 – Concreto de alto desempenho (CAD)	4
2.3 – Concreto leve de alto desempenho (CLAD).....	7
2.3.1 - Propriedades dos agregados leves.....	9
2.3.2 - Argila Expandida	10
2.3.2.1 - Propriedades da argila expandida	11
3 – CONCRETO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS	12
3.1 - Influência da alta temperatura no concreto.....	12
3.1.1 – Microestrutura dos compostos hidratados	14
3.2 - Fatores externos intervenientes	18
3.3 - Fissuração e Explosão	19
3.4 - Ensaio para avaliação do desempenho em elevadas temperaturas.....	22
3.5 - Constituintes do concreto.....	23
3.6 - Decomposição química.....	27
3.7 - Influência do modo de resfriamento na resistência à compressão e na porosidade	27
3.8 - Processo de evaporação da água no concreto a altas temperaturas.....	29
3.9 – Decréscimo da resistência mecânica a altas temperaturas	30
3.10 - Comparações da porosidade entre o CRN e o CAD com o aumento da temperatura.....	39
3.11 - Comparação da f_c para diversos agregados	40
3.12 - Comparação da f_c e E para diferentes tamanhos de corpos-de-prova	40

3.13 - Comparação entre ensaios para diferentes agregados.....	41
3.14 - Comparação da perda de massa entre o CAD e o CRN com o aumento da temperatura.....	43
4 – DESENVOLVIMENTO EXPERIMENTAL	44
4.1 – Introdução	44
4.2 - Características dos materiais utilizados	45
4.2.1 – Cimento Portland.....	45
4.2.2 – Areia natural quartzosa.....	46
4.2.3 – Sílica ativa.....	47
4.2.4 - Aditivos superplastificantes.....	47
4.2.5. Argila expandida	48
4.2.6 - Brita basáltica	49
4.3 – Dosagem dos concretos.....	50
4.3.1 – Ajustes na composição granulométrica e no volume dos agregados	50
4.3.2 – Traço dos concretos.....	51
4.4 – Produção dos concretos.....	51
4.4.1 - Mistura.....	51
4.4.2 – Adensamento e cura	52
4.5 – Tratamento térmico.....	53
4.6 – Ensaios realizados	55
4.6.1 – Resistência à compressão (NBR – 5739).....	57
4.6.2 – Resistência à tração por compressão diametral (NBR – 7222).....	57
4.6.3 – Módulo de deformação (NBR – 8522).....	59
4.6.4 – Massa específica (NBR – 9778).....	60
4.6.5 – Absorção de água por imersão (NBR – 9778).....	61
4.6.6 – Índice de vazios (NBR – 9778).....	61
4.6.7 – Microscopia ótica	61
4.6.8 – Ensaio de Termogravimetria.....	63
5 – RESULTADOS E DISCUSSÕES DOS ENSAIOS	65
6 – CONCLUSÕES	98
7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	102
ANEXOS	

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Decréscimo percentual da f_c com o aumento da temperatura	
Fonte: LINDGARD & HAMMER (1995)	24
Figura 3.2 – f_c antes e depois de exposto a 800°C – Fonte: LUO et al.(2000)	27
Figura 3.3 – f_c antes e depois de exposto a 1100°C – Fonte: LUO et al.(2000)	27
Figura 3.4 – Porosidade antes e depois de exposto a 800°C	
Fonte: LUO et al.(2000)	29
Figura 3.5 – Porosidade antes e depois de exposto a 1100°C	
Fonte: LUO et al.(2000)	29
Figura 3.6 – Esquema ilustrativo das condições de temperatura e umidade dos concretos quando aquecidos – Fonte: ANDERBERG et al. (1997)	29
Figura 3.7 – $f_c \times T$ – Fonte: CHAN et al. (1999)	31
Figura 3.8 – Porcentagem residual da $f_c \times T$ – Fonte: CHAN et al. (1999)	31
Figura 3.9 – Curvas da $f_c \times T$ em ensaio com carga para agregados normais e agregados leves – Fonte: PHAN et al. (1998)	32
Figura 3.10 – $f_c \times T$ – Fonte: CASTILLO & DURANI (1990)	32
Figura 3.11 – $f_c \times T$ para diferentes concretos – Fonte: DIEDERICHS et al. (1988)	33
Figura 3.12 – $f_c \times T$ – Fonte: FURUMURA et al. (1995)	34
Figura 3.13 – $f_c \times T$ – Fonte: MORITA et al. (1992)	34
Figura 3.14 – $f_c \times T$ – Fonte: MORITA et al. (1992)	34
Figura 3.15 – $f_t \times T$ – Fonte CHAN et al. (1999)	35
Figura 3.16 – $E \times T$ – Fonte: SCHNEIDER (1983)	35
Figura 3.17 – $E \times T$ – Fonte: CASTILLO & DURANI (1990)	36
Figura 3.18 – $E \times T$ – Fonte: DIEDERICHS et al. (1988)	36
Figura 3.19 – $E_{90} \times T$ – Fonte: HAMMER (1995)	37
Figura 3.20 – $E_{150} \times T$ – Fonte: HAMMER (1995)	37
Figura 3.21 – $E \times T$ – Fonte: FURUMURA et al. (1995)	38
Figura 3.22 – $E \times T$ para CRN e CAD – Fonte: NOUMOWE et al. (1996)	38
Figura 3.23 – Volume de poros antes e depois de expostos à 600°C	
Fonte: CHAN et al. (1999)	39
Figura 3.24 – Porosidade x Temperatura para CAD e CRN	
Fonte: NOUMOWE et al. (1996)	39

Figura 3.25 – Fator de redução de resistência para concretos – Fonte: CEN (1993)	40
Figura 3.26 – $f_c \times T$ comparando diferentes tamanhos de corpos-de-prova Fonte: HERTZ (1991)	41
Figura 3.27 – $E \times T$ comparando diferentes tamanhos de corpos-de-prova Fonte: HERTZ (1991)	41
Figura 3.28 – f_c do concreto com agregado carbonato x Temperatura Fonte: ABRAMS (1971)	41
Figura 3.29 – f_c do concreto com agregado silicoso x Temperatura Fonte: ABRAMS (1971)	41
Figura 3.30 – f_c do concreto com agregado leve x Temperatura Fonte: ABRAMS (1971)	42
Figura 3.31 – $f_c \times T$ para ensaio com carga – Fonte: ABRAMS (1971)	42
Figura 3.32 – $f_c \times T$ para ensaio sem carga – Fonte: ABRAMS (1971)	43
Figura 3.33 – $f_c \times T$ para ensaio de resistência residual sem carga Fonte: ABRAMS (1971)	43
Figura 3.34 – Perda de massa do CAD e CRN com o aumento da Temperatura Fonte: NOUMOWE et al.(1996)	43
Figura 4.1 – Curva granulométrica da areia da areia natural quartzosa	46
Figura 4.2 – Distribuição granulométrica das argilas expandidas (0500 e 1506) e da brita basáltica.	49
Figura 4.3 - Ajuste das curvas granulométricas das composições finais com argilas e com britas.	50
Figura 4.4 – Mesa vibratória	52
Figura 4.5 – Corpos-de-prova na câmara úmida	52
Figura 4.6 – Concreto após ruptura à tração	52
Figura 4.7 – Estufa para secagem prévia	53
Figura 4.8 – Forno elétrico para alta temperatura	53
Figura 4.9 - Curva de aquecimento	54
Figura 4.10 – Corpo-de-prova fissurado	54
Figura 4.11 – Corpo-de-prova explosivo durante aquecimento no forno	54
Figura 4.12 – Organograma dos ensaios realizados	56
Figura 4.13 - Dispositivo de aplicação de carga para ensaio de resistência à compressão	57

Figura 4.14 - Detalhe do corpo-de-prova na prensa	57
Figura 4.15 – Dispositivo de aplicação de carga para o ensaio de resistência à tração	58
Figura 4.16 – Esquema de aplicação de carga e distribuição de tensões internas para o ensaio de resistência à tração por compressão diametral	58
Figura 4.17– Corpo-de-prova com argila, antes e depois da ação de altas temperaturas.....	59
Figura 4.18 – Corpo-de-prova com brita, antes e depois da ação de altas temperaturas	59
Figura 4.19 – Dispositivo para o ensaio de módulo de deformação.....	60
Figura 4.20– Amostra de concreto embutida em resina.....	62
Figura 4.21– Politris (alumina 0,3 μ).....	62
Figura 4.22– Componentes do sistema de análise de imagem	62
Figura 4.23 – Sistema de análise de imagem	63
Figura 5.1 – Resistência à compressão (f_{c7} com SP1).....	66
Figura 5.2 – Decréscimo percentual da f_{c7} (SP1)	67
Figura 5.3 – Resistência à compressão (f_{c150} com SP1)	68
Figura 5.4 – Decréscimo percentual da f_{c150} (SP1).....	69
Figura 5.5 – Resistência à compressão (f_{c7} com SP2).....	70
Figura 5.6 – Decréscimo percentual da f_{c7} (SP2).....	70
Figura 5.7 – Resistência à compressão (f_{c28} com SP2)	72
Figura 5.8 – Decréscimo percentual da f_{c28} (SP2).....	73
Figura 5.9 – Resistência à compressão (f_{c63} com SP2)	74
Figura 5.10 – Decréscimo percentual da f_{c63} (SP2)	75
Figura 5.11 – Influência da idade no decréscimo da f_c (SP1) após submetidos a altas temperaturas.....	76
Figura 5.12 – Influência da idade no decréscimo da f_c (SP2) após submetidos a altas temperaturas.....	77
Figura 5.13 – Resistência à tração (f_{t150} com SP1)	78
Figura 5.14 – Decréscimo percentual da f_{t150} (SP1)	78
Figura 5.16 – Decréscimo percentual da f_{t28} (SP2).....	80
Figura 5.15 – Resistência à tração (f_{t28} com SP2).....	80
Figura 5.17 – Resistência à tração (f_{t63} com SP2).....	82

Figura 5.18 – Decréscimo percentual da f_{t63} (SP2)	82
Figura 5.19 – Influência da idade no decréscimo da f_t (SP2) após submetido a altas temperaturas	84
Figura 5.20 – Módulo de deformação (E_{28} com SP2)	85
Figura 5.21 – Decréscimo percentual da E_{28} (SP2)	85
Figura 5.22 – Módulo de deformação (E_{63} com SP2)	87
Figura 5.23 – Decréscimo percentual da E_{63} (SP2)	87
Figura 5.24 – Influência da idade no decréscimo do E (SP2) após submetido a altas temperaturas	89
Figura 5.25 – Índice de vazios.....	94
Figura 5.26 – Absorção de água por imersão	94
Figura 5.27 – Corpos-de-prova com concretos de controle constituídos por argila expandida.....	95
Figura 5.28 – Corpos-de-prova de concreto constituídos por argila expandida submetidos a altas temperaturas	96
Figura 5.29 – Corpos-de-prova com concretos de controle constituídos por brita basáltica	96
Figura 5.30 – Corpos-de-prova de concreto constituídos por brita basáltica submetidos a altas temperaturas	97

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 – Características e propriedades do cimento Portland	45
Tabela 4.2 – Análise química do CPV-ARI	45
Tabela 4.3 – Ensaio de granulometria da areia natural quartzosa (NBR-7217).....	46
Tabela 4.4 – Análise química da sílica ativa	47
Tabela 4.5 – Propriedades e características dos aditivos superplastificantes.....	47
Tabela 4.6 – Índices físicos da argila expandida	48
Tabela 4.7 – Composição granulométrica da argila expandida (NBR 7217).....	48
Tabela 4.8 – Composição granulométrica da brita basáltica (NBR 7217).....	49
Tabela 4.9 - Traços em massa dos concretos	51
Tabela 4.10 – Propriedades em estudo, método de avaliação correspondente e.....	55
número de corpos-de-prova.	55
Tabela 4.11 – Temperaturas de referência (DTG) para a quantificação dos fenômenos correspondentes. Fonte: CAMARINI et al. (1996).....	64
Tabela 5.1 – Análise estatística dos cps do ensaio de f_{c7} (SP1)	67
Tabela 5.2 – Comparação estatística das médias do ensaio de f_{c7} (SP1) (Tukey)	68
Tabela 5.3 – Análise estatística dos cps do ensaio de f_{c150} (SP1).....	69
Tabela 5.4 – Comparação estatística das médias do ensaio de f_{c150} (SP1) (Tukey) ..	70
Tabela 5.5 – Análise estatística dos cps do ensaio de f_{c7} (SP2)	71
Tabela 5.6 – Comparação estatística das médias do ensaio de f_{c7} (SP2) (Tukey)	72
Tabela 5.7 – Análise estatística dos cps do ensaio de f_{c28} (SP2)	73
Tabela 5.8 – Comparação estatística das médias do ensaio de f_{c28} (SP2) (Tukey)....	74
Tabela 5.9 – Análise estatística dos cps do ensaio de f_{c63} (SP2)	75
Tabela 5.10 – Comparação estatística das médias do ensaio de f_{c63} (SP2) (Tukey) ..	76
Tabela 5.11 – Análise estatística dos cps do ensaio de f_{1150} (SP1)	79
Tabela 5.12 – Comparação estatística das médias do ensaio de f_{1150} (SP1) (Tukey) ..	79
Tabela 5.13 – Análise estatística dos cps do ensaio de f_{128} (SP2).....	81
Tabela 5.14 – Comparação estatística das médias do ensaio de f_{128} (SP2) (Tukey) ..	81
Tabela 5.15 – Análise estatística dos cps do ensaio de f_{163} (SP2).....	83
Tabela 5.16 – Comparação estatística das médias do ensaio de f_{163} (SP2) (Tukey) ..	83
Tabela 5.17 – Análise estatística dos cps do ensaio de E_{28} (SP2) corrigido	86
Tabela 5.18 – Comparação estatística das médias do ensaio de E_{28} (SP2) (Tukey) ..	86

Tabela 5.19 – Análise estatística dos cps do ensaio de E_{63} (SP2) corrigido	88
Tabela 5.20 – Comparação estatística das médias do ensaio de E_{63} (SP2) (Tukey)..	88
Tabela 5.21 – Resultados do ensaio de resistência à compressão	90
Tabela 5.22 – Resultados do ensaio de resistência à tração por compressão diametral.....	90
Tabela 5.23 – Resultados do ensaio do módulo de deformação.....	91
Tabela 5.24 – Valores do módulo de deformação para o CLAD aos 28 dias	91
Tabela 5.25 – Valores do módulo de deformação para o CAD aos 28 dias.....	92
Tabela 5.26– Massa específica seca, índice de vazios e absorção de água por imersão	93
Tabela 5.27 – Fator de eficiência.....	93

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	- American Concrete Institute
CAD	- Concerto de Alto Desempenho
CLAD	- Concreto Leve de Alto Desempenho
CLE	- Concreto Estrutural Leve
CP V – ARI	- Cimento Portland de Alta Resistência Inicial
CRN	- Concreto de Resistência Normal
dms	- Diferença mínima significativa
EESC	- Escola de Engenharia de São Carlos
LCC	- Laboratório de Construção Civil
NBR	- Norma Brasileira Registrada
OPH	- Outros produtos hidratados
SA	- Sílica ativa
SP	- Superplastificante
USP	- Universidade de São Paulo
ZTI	- Zona de Transição Interfacial

LISTA DE SÍMBOLOS

γ	- Massa específica
Å	- Angstrom
a/c	- Relação água/cimento
Ca(OH) ₂ ou CH	- Hidróxido de cálcio
CaO	- Óxido de cálcio
CO ₂	- Dióxido de carbono
C-S-H	- Silicato de cálcio hidratado
DTG	- Derivada da curva TG
E _j	- Módulo de deformação com j dias de idade
f _{cj}	- Resistência à compressão com j dias de idade
f _{ij}	- Resistência à tração por compressão diametral com j dias de idade
GPa	- Giga Pascal
min	- minuto
MPa	- Mega Pascal
nm	- Nanômetro
°C	- Grau Celsius
TG	- termogravimetria

RESUMO

TORRES, A. J. (2002). *Influência da alta temperatura nas propriedades mecânicas do concreto leve de alto desempenho*. São Carlos. 107 p. Dissertação (Mestrado) – Ciência e Engenharia de Materiais, Universidade de São Paulo.

O concreto leve de alto desempenho (CLAD), com argila expandida nacional, é um material alternativo para as construções brasileiras, considerando as características climáticas do país e baixo custo do material. Mas atualmente, existe pouca informação disponível sobre a produção e aplicação deste concreto com agregados leves, adições e aditivos nacionais. O objetivo desta dissertação é analisar o comportamento estrutural, por intermédio de ensaios mecânicos (resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de deformação) do CLAD, sob ação de altas temperaturas. Para tanto, realiza-se uma análise comparativa da resistência mecânica do concreto em estudo, constituído por agregados leves de argila expandida, com o concreto convencional CAD (concreto de alto desempenho), composto por agregados de brita basáltica, determinando-se assim as respectivas resistências mecânicas, após terem sido expostos a temperaturas externas de até 800°C. Através da análise dos resultados obtidos experimentalmente, pode-se comprovar a viabilidade do CLAD, produzido com argila expandida, comparativamente ao CAD, sob à ação de altas temperaturas.

Palavras chaves: desempenho ao fogo, altas temperaturas, resistência mecânica, concreto leve de alto desempenho(CLAD).

ABSTRACT

TORRES, A. J. (2002). Influence of the high temperature in the mechanical properties of the high performance lightweight aggregate concrete. São Carlos. 107 p. Dissertation - Science and Engineering of Materials, University of São Paulo.

The high performance lightweight aggregate concrete (HPLC), with national expanded clay, is an alternative material for the Brazilian constructions, considering the climatic characteristics of the country and low cost of the material. But now, little available information exists about the production and application of this concrete with lightweight aggregate, additions and additive national. The aim of this dissertation is to analyze the structural behavior, by mechanical tests (compressive strength, splitting tensile strength and deformation modulus) of HPLC, under action of high temperatures. For so much, it takes place a comparative analysis of the mechanical resistance of the concrete in study, constituted by lightweight aggregate of expanded clay, with the conventional concrete HPC (high performance concrete), composed by crushed basalt coarse aggregate, determining the respective mechanical strength, after they have been exposed to external temperatures of up to 800°C. Through the analysis of the results obtained experimentally, it can be proven the viability of HPLC, produced with expanded clay, comparatively to HPC, under to the action of high temperatures.

Keywords: performance to the fire, high temperatures, mechanical resistance, high performance lightweight aggregate concrete.

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

Segundo CÁNOVAS (1988), as construções estão sujeitas a um eventual incêndio, e a ação do fogo vai depender dos materiais que tenham sido empregados ou dos materiais armazenados, acarretando uma simples descoloração ou a destruição total dos elementos estruturais.

Esse autor afirma que a capacidade para resistir às cargas previstas está relacionada com a resistência ao fogo do elemento de concreto, a qual é determinada avaliando-se a resistência mecânica em função da temperatura que é submetido, observando-se suas deformações e o momento em que ocorre seu colapso.

Essa resistência ao fogo, segundo AÏTICIN (2000), é uma característica importante do concreto como material de construção, pois tornam as estruturas de concreto armado mais seguras em caso de incêndio.

Desde 1980 existe uma tendência no emprego de CLADs (Concreto Leve de Alto Desempenho) principalmente com a finalidade estrutural, contudo essa tecnologia não é usualmente empregada no Brasil. Pouco se sabe sobre seu comportamento estrutural quando o enfoque principal é a resistência ao fogo do referido concreto. Atualmente, existe pouca informação disponível sobre a produção, aplicação e desempenho do CLAD com agregados leves, adições e aditivos nacionais.

É pelo fato de existir pouco conhecimento deste material quando submetido a altas temperaturas, que surge a necessidade de um estudo experimental do comportamento desse concreto para tal situação.

Por esse motivo, o objetivo dessa dissertação é analisar o comportamento estrutural, por intermédio de ensaios mecânicos (resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de deformação) do CLAD, constituído por agregados leves de argila expandida, comparativamente ao CAD (Concreto de Alto Desempenho), constituído por brita basáltica, ambos submetidos à ação de altas temperaturas. Através da análise dos resultados obtidos, pode-se verificar a viabilidade da utilização do CLAD em relação ao CAD.

A estrutura da pesquisa foi dividida em duas partes: na primeira realizou-se uma revisão bibliográfica sobre definições referentes ao CLAD e o comportamento do concreto sob altas temperaturas; e uma segunda parte apresentando o desenvolvimento experimental, resultados obtidos, análise e conclusões.

CAPÍTULO 2 – DEFINIÇÕES

Neste capítulo, são apresentadas definições para o concreto estrutural leve (CLE) e para o concreto de alto desempenho com massa específica normal (CAD), considerando que o concreto leve de alto desempenho (CLAD) é uma união desses dois tipos de concretos.

2.1 – Concreto estrutural leve (CLE)

A busca de melhorias nos materiais já existentes, como o concreto de massa específica normal, trouxe ao mercado um concreto de massa específica menor, este denominado “concreto estrutural leve”. O objetivo básico é reduzir o peso próprio viabilizando o custo total das estruturas, pois, como cita o Comitê do ACI (1987): *“enquanto o concreto leve pode custar mais por metro cúbico do que um concreto de massa específica normal, a estrutura pode custar menos como resultado de um peso próprio reduzido”*.

Concreto de agregado leve (CLE) é aquele, entre os concretos leves, que geralmente é empregado para fins estruturais. O CLE apresenta uma redução do peso próprio da estrutura proporcionando menores custos nas fundações dos edifícios. A utilização do CLE pode possibilitar para a construção, um maior número de pisos no caso de solos com capacidade portante limitada. Além desses aspectos favoráveis, o

emprego de CLE resulta num aumento da produtividade da construção, devido à leveza dos componentes.

MEHTA & MONTEIRO (1994) afirmam que as resistências à compressão de 20 a 34 MPa aos 28 dias são comuns, apesar de que, usando-se alto teor de cimento Portland comum e agregado leve de boa qualidade e de pequena dimensão (9 a 13 mm), é possível produzir concretos com resistência à compressão de 40 a 48 MPa.

NEVILLE (1997) afirma que a baixa condutibilidade térmica dos concretos leves reduz o aumento da temperatura da armadura de aço em caso de incêndio. A baixa condutibilidade térmica, aliada ao menor coeficiente de dilatação térmica, beneficia o controle da integridade do edifício por maiores períodos de exposição ao calor.

Como a baixa resistência é um fator que restringe seriamente sua utilização, é necessário ressaltar que, com composições adequadas, é possível obter-se concretos leves com resistência mecânica razoável.

Há uma tendência crescente para o uso do concreto com agregados leves devido à viabilidade econômica em projetos: redução do peso próprio das construções de concreto leve com propriedades mecânicas satisfatórias.

2.2 – Concreto de alto desempenho (CAD)

O desenvolvimento da tecnologia dos concretos tornou-se necessário com o tempo. Nos anos 70, os concretos com resistências maiores do que os concretos usuais da época já eram denominados como novos concretos de “alta resistência”. Segundo AITCIN (2000), estes concretos eram executados com a mesma tecnologia que se utilizava na produção dos concretos usuais, exceto pela seleção cuidadosa e controlada dos materiais neles empregados.

Pode-se considerar como um grande passo para o desenvolvimento da tecnologia do CAD a utilização dos superplastificantes, visando a redução de relação água/cimento dos concretos. Descobriu-se que o uso de superplastificante nos concretos melhora a fluidez e a durabilidade e também conduz a uma menor permeabilidade.

Pode-se afirmar que a nomenclatura “concreto de alto desempenho (CAD)” é atribuída ao concreto que reúne características especiais de desempenho, as quais não poderiam ser obtidas comumente, usando-se apenas materiais convencionais, com procedimentos de misturas usuais. Estas características podem envolver, por exemplo, as seguintes melhorias:

- facilidade de lançamento e adensamento sem segregação;
- resistências elevadas a pequenas idades;
- excelente durabilidade;
- alta compacidade;
- baixa permeabilidade;
- baixa retração;
- ausência de segregação e exsudação;
- resistência a agentes agressivos;
- alta resistência à abrasão;
- alta capacidade de deformação e
- ótima aderência a concretos velhos.

NEVILLE (1997) afirma que concreto de alto desempenho significa concreto com uma resistência alta ou permeabilidade baixa. Essas duas propriedades, embora não necessariamente concomitantes, estão interligadas, porque uma resistência elevada exige um valor reduzido de poros, principalmente dos poros capilares

maiores; isso é conseguido com a sílica ativa que preenche os espaços entre as partículas de cimento e o agregado. No entanto, a mistura deve ser suficientemente trabalhável para que os sólidos sejam dispersos obtendo-se uma arrumação mais densa possível, necessitando, para isso, a defloculação das partículas de cimento. Isso é conseguido com o superplastificante em teores elevados e o mesmo deve ser eficaz com o cimento usado, isto é, os dois materiais compatíveis.

A adição de sílica ativa, em percentuais de 4% a 15% da massa do cimento, em combinação com aditivos químicos do tipo superplastificante, viabiliza a produção de concreto de alto desempenho apresentando características de: alta resistência mecânica, menor exsudação e segregação, maior durabilidade, maior trabalhabilidade, alta coesão, alta impermeabilidade e alta resistência em meios agressivos.

MEHTA & MONTEIRO (1994) definem o CAD como concretos com resistência à compressão maior que 40 MPa. Contudo, dois argumentos bastante esclarecedores justificam a definição:

- a maioria dos concretos convencionais está na faixa de 21 MPa a 42 MPa.

Para produzir concretos com mais de 42 MPa é necessário controle de qualidade rigoroso e maior cuidado na seleção e dosagem dos materiais (plastificante, aditivos minerais, tipo e dimensão dos agregados, etc.).

- a microestrutura e as propriedades do concreto com resistência à compressão acima de 42 MPa são consideravelmente diferentes das do concreto convencional.

Segundo FOSTER (1994), a definição do termo “concreto de alto desempenho” deve considerar três tipos de influências: a estrutura em que o concreto será utilizado incluindo as sobrecargas, a micro-região (ambiente) em que o concreto

será moldado e o número e formas de carregamento aos quais a estrutura será submetida. Além disso, outros fatores adicionais e essenciais devem ser considerados: materiais e dosagem, boa prática de construção, e a interação do concreto à pequena idade com o meio ambiente e condições de solicitação.

Segundo ALMEIDA (1996), a alta durabilidade dos concretos é característica fundamental do CAD, podendo ser alcançada se o material apresentar baixa permeabilidade e permanecer livre de fissuras durante sua vida útil.

O desenvolvimento da tecnologia do concreto de alto desempenho, que atualmente aparece como novidade da construção civil, possibilita a obtenção de um material onde todos os componentes são utilizados da melhor maneira, gerando assim o desenvolvimento de estruturas com maior durabilidade e alta resistência inicial. Além disso, torna a edificação com elementos de menores dimensões e com maior vida útil, portanto, mais econômica do que a feita com concreto de resistência usual.

Segundo AÍŤICIN (2000), houve uma rápida evolução na utilização dos concretos de alto desempenho, notadamente nos Estados Unidos, Noruega, França, Japão e outros, enfatizando seu emprego na execução de pilares de edifícios, obras de arte como pontes e viadutos, estruturas *offshore*, etc.

2.3 – Concreto leve de alto desempenho (CLAD)

Sabendo-se da importância da resistência do agregado gráudo, quando se busca alta resistência, poderia ser surpreendente usar um agregado leve para fazer o CAD. Agregados leves são porosos, não muito resistentes e podem ser esmagados muito facilmente. Entretanto, AÍŤICIN (2000) afirma que, se diminuir a massa unitária de um concreto de 50 a 60 MPa para cerca de 2000 kg/m³ pode representar

uma vantagem econômica; a redução de massa desejada para determinada estrutura pode resultar em economia significativa no custo global.

O CLAD é definido através de um parâmetro que relaciona a resistência mecânica e a massa específica do material. Essa relação, denominada por SPITZNER (1991) de fator de eficiência e por HOLM & BREMER (1994) de eficiência estrutural, é representada pela seguinte relação:

$$\text{Fator de eficiência} = f_{ck} / \gamma \text{ (MPa.dm}^3\text{/kg)}$$

Onde: f_{ck} = resistência à compressão (MPa)

γ = massa específica seca do material (kg/dm³)

De acordo com SPITZNER (1994), um concreto com fator de eficiência no mínimo igual a 25 MPa.dm³/kg (0,025 MPa.m³/kg) é considerado como concreto leve de alto desempenho.

WASSERMAN & BENTUR (1996) afirmam que nem todos os agregados leves podem ser usados para a produção do CLAD com o mesmo grau de sucesso. AITICIN (2000) menciona que alguns agregados leves não são resistentes o suficiente para retardar, tanto quanto possível, a ruptura do concreto durante um ensaio de resistência à compressão.

Além do elevado fator de eficiência, deve-se ainda considerar as seguintes vantagens apresentadas pelos CLADs: melhor comportamento sob ação de abalos sísmicos; menor sensibilidade aos efeitos prejudiciais ocasionados por deformação excessiva (dilatação térmica, recalques, edifícios com cargas de impacto, etc); e maior estabilidade térmica. Aliás, considerando-se este efeito, a fissura originada pela elevação a que grandes superfícies de concreto estão sujeitas, devido ao calor pela exposição ao sol, é bastante minimizada com o uso do CLAD.

Segundo ARMELIN et al. (1994), considera-se como concreto leve de alto desempenho um concreto de resistência à compressão de 30 MPa desde que sua massa específica seja inferior a 1200 kg/m^3 .

Atualmente o CLAD tem sido utilizado em vários campos da engenharia, dentre eles, na construção de estruturas de edifícios, com o intuito de diminuir a carga permanente na estrutura e nas fundações, aliando suas características de leveza e um considerável aumento na resistência mecânica.

A redução da seção dos elementos estruturais pela inclusão de agregados leves favorece, significativamente, também a realização de grandes estruturas, como pontes, oferecendo um peso próprio reduzido e ainda assegurando alta qualidade da estrutura, minimizando assim, futuros custos de manutenção; por isso, muitas pontes na América do Norte são construídas com CLAD.

O uso do CLAD em construções marítimas é essencialmente por duas razões: primeiro, devido a maior capacidade de flutuar, o que favorece a plataforma, tanto na doca seca, como durante a operação de reboque; e, em segundo lugar, pelo seu fator de eficiência alto, isto é, a relação entre resistência e massa específica. Esta segunda vantagem também torna o uso do CLAD conveniente para a construção de vigas-caixão de grandes vãos para pontes.

No futuro certamente existirão mais estruturas de engenharia civil nas quais o CLAD poderá ser usado, pois observa-se que a massa unitária reduzida pode tornar-se uma vantagem fundamental e econômica.

2.3.1 - Propriedades dos agregados leves

De acordo com SANTOS (1975), um agregado leve apresenta um bom desempenho com as seguintes propriedades:

- baixa massa específica: propriedade essa que é apropriada para a utilização em concreto leve, com o intuito de diminuir o peso próprio;
- resistência mecânica elevada: as partículas do agregado leve precisam expor, individualmente, a melhor resistência possível; variações na resistência mecânica e na massa específica aparente podem ser obtidas por alterações no processamento do agregado; partículas esféricas e uma casca superficial grossa são as mais resistentes mecanicamente em comparação com outros tipos de agregados;
- ausência de pontas e arestas agudas: o agregado ideal precisa ter partículas de superfícies arredondadas, de preferência esféricas, para ser atingido o máximo valor da relação resistência à compressão para volume de argila; partículas irregulares, de arestas agudas, produzem um concreto de má trabalhabilidade, difícil de moldar em torno da armadura do concreto e com tendência a formar vazios;
- pequena absorção de água: é desejável. Pode-se usar como exemplo um agregado que tenha seus poros abertos, estes poros tendem a absorver água e, em consequência, a desidratar o concreto, impedindo a hidratação do cimento; uma saturação prévia com água pode compensar esse efeito;
- distribuição granulométrica: é um requisito essencial para assegurar boa trabalhabilidade; é preciso que haja uma faixa adequada de dimensões, inclusive um teor conveniente de finos, para que o concreto possa ser moldado em fôrmas complexas e em torno das armaduras.

2.3.2 - Argila Expandida

A argila expandida é um agregado leve artificial, que se apresenta em forma esférica, com cantos bem arredondados, com uma estrutura interna formada por uma espuma cerâmica com micro poros e com uma casca rígida e resistente, produzida

em grandes fornos rotativos, utilizando argilas especiais que se expandem a altas temperaturas (1100 °C), transformando-as em um produto leve, de elevada resistência mecânica, desempenho favorável em relação ao fogo e aos principais ambientes alcalinos e ácidos, como os outros materiais cerâmicos.

2.3.2.1 - Propriedades da argila expandida

As propriedades da argila expandida são as seguintes:

- alto isolamento térmico: unindo as qualidades de isolamento térmico, resistência mecânica e preço, resultam excelentes aplicações técnicas e vantagens econômicas no campo do isolamento térmico;
- resistências a altas temperaturas: a argila expandida é indicada para concretos refratários e como isolante térmico, até 800 °C, já que é produzida em temperaturas de 1100 °C;
- baixa densidade (leveza): a massa unitária de argila expandida seca e no estado solto, na média é de 550 kg/m³ - aproximadamente 2,5 vezes menor que agregados naturais como a areia silicosa ou granítica e pedra basáltica;
- quimicamente inerte: a argila expandida é livre de qualquer substância que possa ter efeito adverso no cimento ou nas armaduras presentes no concreto;
- redução de custo: ocorre uma economia no concreto e nas cargas de fundações, quando integrante da superestrutura de edifícios, principalmente quando se trata daqueles de elevado número de pavimentos;
- a matéria prima é a argila natural, com características expansivas quando submetida a temperaturas por volta de 1100 °C durante o processo de produção.

CAPÍTULO 3 – CONCRETO SUBMETIDO A ALTAS TEMPERATURAS

Neste capítulo está relatada a pesquisa bibliográfica referente ao comportamento do concreto quando submetido a altas temperaturas.

3.1 - Influência da alta temperatura no concreto

A microestrutura densa no CAD, segundo LUO et al. (2000), freqüentemente assegura uma alta resistência e uma baixa permeabilidade, a qual é essencial para obter boa durabilidade em condições severas onde existem agentes prejudiciais tais como cloretos e sulfatos. Entretanto, em algumas situações onde o CAD é sujeito ao ataque do fogo, a sua microestrutura torna-se uma desvantagem.

O concreto, segundo CHAN et al. (1999), perde suas propriedades originais quando submetido a altas temperaturas. Os prejuízos do fogo no concreto, incluem a redução da resistência mecânica, fissuração e rachaduras. Contudo, exposto a altas temperaturas pode também causar uma mudança na microestrutura do concreto, isto é, aumento da estrutura do poro.

Segundo LUO et al. (2000), existem grandes diferenças entre o concreto de resistência normal (CRN) e o concreto de alto desempenho (CAD), quando submetidos a altas temperaturas.

AİTCIN (2000) afirma que durante um incêndio, a natureza porosa do concreto de resistência normal (CRN), a quantidade de água livre e a quantidade de

água mais estreitamente ligada que ele contém, contribuem para um excelente comportamento do concreto. Do ponto de vista do material, o CAD definitivamente não é tão poroso quanto o CRN, ele não contém praticamente nenhuma água livre e, quando submetido a um rápido aumento de temperatura, a sua tendência é de explodir.

NEVILLE (1997) afirma que o risco de explosão é tanto maior quanto menor a permeabilidade do concreto e quanto maior a velocidade de aumento da temperatura.

A fissuração do CAD, segundo LUO (2000), é influenciada por uma série de fatores tais como a taxa de elevação da temperatura, constituintes minerais dos agregados, tensão térmica, densidade do concreto, teor de umidade, pico de temperatura, etc. CHAN (1999) afirma que sob certas condições de aquecimento, a desidratação do gel C-S-H, a diferença entre os coeficientes de dilatação térmica entre o agregado e a pasta de cimento e a pressão do poro dentro da pasta de cimento são os principais fatores prejudiciais.

No desenvolvimento de um incêndio podem ser consideradas, conforme CÁNOVAS (1988), três fases: uma primeira, de iniciação do incêndio com elevação gradual da temperatura; uma segunda na qual o fogo entra em sua plenitude e uma terceira e final na qual sua intensidade vai decrescendo até extinguir-se.

Quando um elemento de concreto é submetido à ação do fogo, seus componentes sofrem modificações importantes, e segundo CÁNOVAS (1988) pode ocorrer:

- a partir dos 100°C, a água livre ou capilar incluída no concreto começa a evaporar-se retardando seu aquecimento.

- entre os 200 e 300°C, a perda de água capilar é completa sem que se aprecie ainda alteração na estrutura do cimento hidratado e sem que as resistências diminuam de forma considerável.
- de 300 a 400°C, produz-se a perda de água de gel do cimento, ocorrendo uma sensível diminuição das resistências e aparecendo as primeiras fissuras superficiais no concreto.
- aos 400°C, uma parte do hidróxido de cálcio procedente da hidratação dos silicatos se transforma em cal viva.
- até aos 600°C, os agregados que não têm todos o mesmo coeficiente de dilatação térmica se expandem fortemente e com diferente intensidade, dando lugar a tensões internas que começam a desagregar o concreto. Muitas vezes esta expansão é aumentada por transformações estruturais ocorridas dentro de certos agregados.

Observa-se a perda de água devido ao aumento da temperatura no ensaio de termogravimetria, apresentado no anexo C.

3.1.1 – Microestrutura dos compostos hidratados

Estão dispostos a seguir aspectos importantes a considerar na microestrutura da pasta de cimento hidratada, pois a compreensão dos efeitos da alta temperatura sobre o concreto passa pelo conhecimento das suas características.

A água na pasta endurecida

MEHTA & MONTEIRO (1994) afirmam que a classificação da água em diversos tipos está relacionada no grau de dificuldade ou de facilidade com a qual ela pode ser removida. Além do vapor nos poros vazios ou parcialmente preenchidos, a água existe na pasta nos seguintes estados:

Água capilar: é a água presente nos vazios maiores do que 50 Å. Pode ser descrita como o volume de água que está livre da influência das forças de atração exercidas pela superfície sólida. Divide-se a água capilar em duas categorias: a água em vazios grandes, de diâmetro > 50 nm, a qual pode ser considerada como **água livre**, uma vez que a sua remoção não causa qualquer variação de volume, e a água retida por tensão capilar em capilares pequenos (5 a 50 nm), cuja remoção pode causar a retração do sistema.

Água adsorvida: é a água que está próxima à superfície do sólido, sob a influência de forças de atração, e as moléculas de água estão fisicamente adsorvidas na superfície dos sólidos na pasta. A perda de água adsorvida é principalmente responsável pela retração da pasta na secagem.

Água interlamelar: é a água associada à estrutura do C-S-H. A água interlamelar é perdida somente por secagem forte. A estrutura do C-S-H retrai consideravelmente quando a água interlamelar é perdida.

Água quimicamente combinada: é a água que é parte integrante de vários produtos hidratados do cimento. Esta água não é perdida na secagem; é liberada quando os produtos hidratados são decompostos por aquecimento elevado.

Vazios e Porosidade

AİTCIN (2000) afirma que quando os compostos de silicatos anidros entram em contato com a água, sua hidratação começa a ter lugar através da solução. Em outras palavras, a fase líquida torna-se saturada com vários íons que combinam para formar diferentes produtos hidratados que começam a preencher o espaço originalmente ocupado pela água. Num ponto qualquer do processo de hidratação, os espaços não preenchidos entre as partículas do cimento consistirão de vazios e de poros capilares.

Os poros grandes, vazios capilares maiores do que 50nm de uma pasta, referidos na literatura por MEHTA & MONTEIRO (1994) como macroporos, influenciam principalmente a resistência mecânica e a permeabilidade, enquanto os poros pequenos, aqueles vazios menores do que 50nm, referidos como microporos, influenciam mais a retração por secagem e a fluência.

MEHTA & MONTEIRO (1994) afirmam que o volume e o tamanho dos capilares são determinados pela distância inicial entre as partículas de cimento anidro na pasta de cimento recém misturada (em função da relação água/cimento) e o grau de hidratação da pasta. Não é a porosidade total, mas a distribuição do tamanho dos poros que controla efetivamente a resistência, a permeabilidade e as variações de volume de uma pasta de cimento endurecida.

Segundo AİTCIN (2000), para reduzir a porosidade de uma pasta de cimento hidratada, é necessário reduzir, tanto quanto possível, a quantidade de ar incorporado e a relação água/cimento na pasta fresca de cimento.

Conforme ROSTÁSY et al. (1980), a estrutura do poro da pasta de cimento é, além de sua composição química e mineralógica, de importância fundamental. Isto

governa uma série de propriedades do concreto tais como: resistência física e química, resistência a altas temperaturas, condutividade térmica, etc.

Especialmente, um aumento do tamanho dos poros a elevadas temperaturas pode resultar na redução da resistência. A porosidade total, segundo CHAN et al. (2000), aumenta não linearmente com o incremento da temperatura, principalmente por causa do processo de decomposição dos produtos de hidratação. Por exemplo, o gel de cimento começa a desidratar a aproximadamente 180°C, Ca(OH)_2 na pasta de cimento se decompõe a aproximadamente 500°C. Também foi encontrado um aumento na porosidade total da pasta de cimento na temperatura entre 300 e 500°C, principalmente devido ao aumento nas porcentagens de poros com diâmetros maiores que 500nm, que pode ser causada pela formação de microfissuras. Geralmente o aumento da estrutura do poro, segundo CHAN et al. (1999), significa um aumento na permeabilidade do concreto e uma piora em relação à durabilidade.

Quando elementos de concreto são aquecidos em faces opostas, segundo PURKISS (2000), a umidade só pode se mover em direção ao centro do corpo-de-prova. O problema torna-se mais intenso causando uma acumulação na pressão dos poros. Eventualmente, as forças geradas podem se tornar maiores do que a capacidade de tração do concreto.

Se esse vapor de água não puder escapar do corpo-de-prova, segundo BENTZ (2000), pressões significativas se desenvolverão e podem eventualmente causar fissuras no concreto. Recentemente, pressões dos poros na ordem de 3 MPa têm sido medidas na argamassa de cimento saturada, sujeita ao aquecimento.

No caso do vapor de água saturado, pressões de 0,5; 1,5 e 3,9 MPa seriam esperadas para as temperaturas de 150, 200 e 250°C, respectivamente.

3.2 - Fatores externos intervenientes

Segundo KHOURY (1992), existem vários fatores externos que influenciam na resistência do concreto, sob a ação de altas temperaturas:

Taxa de aquecimento

A pressão dos poros e tensões térmicas não têm grandes influências a taxas de aquecimento menores, mas uma taxa de aquecimento muito baixa pode resultar ao concreto resistências menores uma vez que permite mais tempo para que o elemento exposto experimente transformações prejudiciais. Por outro lado, taxas de aquecimento muito altas podem resultar em lascamento explosivo.

Taxa de resfriamento

É mais provável que as tensões térmicas devidas aos gradientes de temperatura causem fissuração durante a etapa de resfriamento, do que por ocasião do primeiro aquecimento, devido à ausência da fluência térmica por ocasião do resfriamento. As taxas de resfriamento de até $2^{\circ}\text{C}/\text{min}$ não têm muita influência na resistência mecânica, mas taxas de resfriamento muito altas podem contribuir para a fissuração, face às diferenças de temperatura entre o exterior e o núcleo do elemento*.

---

* Isto explica os danos ocasionados às estruturas quando são sujeitos ao rápido esfriamento pela exposição de água lançada pelos bombeiros no controle do incêndio.

Condições de carga

Ocorre um aumento genérico de resistência em concretos aquecidos sob carga quando comparados com os aquecidos sem carga. Tais aumentos de resistência podem ser atribuídos ao efeito benéfico da pré-compressão relacionado provavelmente com alguma densificação da pasta.

Condições de umidade

A presença de umidade interfere significativamente na resistência a elevadas temperaturas.

O comportamento do concreto após resfriamento é controlado pela absorção de umidade do meio circundante. Os aumentos de resistência podem ser atribuídos a possível hidratação dos grãos de cimento não hidratados e também ao processo de carbonatação. As reduções de resistência podem ocorrer devido a rehidratação da cal livre assim como, devido à expansão da água nas camadas superficiais do concreto, em atmosfera úmida, que é impedida pela região interna. Contudo, após certo período a umidade armazenada na superfície penetra na região interna podendo ocorrer um relativo aumento de resistência.

3.3 - Fissuração e Explosão

Quando expostos ao aquecimento relativamente rápido (acima de 1 °C/min), de acordo com PHAN et al. (2000), os CADs têm sido mais suscetíveis à fissuração. A ocorrência de fissuração em condições de laboratório tem sido caracterizadas sendo de progressivas (fissura contínua de pequenas camadas na superfície do corpo-de-prova) para explosivas (desintegração repentina do corpo-de-prova acompanhado por um lançamento de uma grande quantidade de energia, que projeta os fragmentos

quebrados de concreto com alta velocidade). A maior suscetibilidade do CAD para explosão a altas temperaturas, é devida, em parte, a sua baixa permeabilidade, que limita a habilidade do vapor de água escapar dos poros. Isso resulta em um acúmulo da pressão de vapor dentro do concreto. Com o aumento de temperatura, a pressão nos poros também aumenta. Esse aumento na pressão de vapor continua até que a tensão interna torne-se tão grande que resulta numa repentina explosão. Frequentemente, explosões têm ocorrido somente em poucos corpos-de-prova de CAD de um grande grupo de corpos-de-prova que foram submetidos a condições idênticas de teste. Com esse comportamento irregular é difícil prever-se seguramente em quais condições o CAD irá falhar por explosão, sob efeito de elevadas temperaturas.

O comportamento explosivo, segundo BENTZ (2000), não é observado no concreto convencional de diferentes proporções de misturas (maior relação de a/c e maior fração de volume de agregados finos) cujo componente da pasta é baseado somente no cimento Portland.

A formação de pressões dos poros muito altas, segundo BENTZ (2000), é um resultado da transição líquido-vapor da água do poro capilar, como também da ligação na pasta de cimento do concreto.

Uma outra possibilidade é que a fissuração seja devida a formação de uma tensão no corpo-de-prova em razão da diferença do coeficiente de dilatação térmica entre a pasta de cimento e os agregados. Durante a exposição ao fogo, afirma BENTZ (2000), o agregado expande, porém depois de uma certa expansão inicial, a pasta de cimento na verdade se contrai devido a perda de umidade e à geração de tensões do tipo retração.

Segundo CHAN et al (2000), é de grande importância encontrar diferentes caminhos para diminuir o risco e tendência de fissuração no CAD. Uma medida é escolher uma mistura do concreto com vários aditivos para melhorar a permeabilidade e a estrutura dos poros. Outro passo é assegurar uma umidade relativa baixa no CAD.

No edifício "Taunustor", um dos principais de Frankfurt, foram usadas medidas tecnológicas para melhorar a resistência ao fogo do CAD. Fibras de polipropileno foram adicionadas na mistura do concreto e segundo BREITENBÜCHER (1998), essas fibras fundem-se a aproximadamente 180°C e restam pequenos canais artificiais, por onde a pressão do vapor pode relaxar ou escapar.

A tendência à fissuração, conforme CHAN S. et al. (2000) é aumentada em decorrência de:

- ⇒ Alto teor de umidade
- ⇒ Concretos densos (CAD)
- ⇒ Tensões compressivas de cargas externas
- ⇒ Rápida elevação da temperatura
- ⇒ Distribuição da temperatura assimétrica
- ⇒ Seções transversais finas

Três mecanismos primários podem ser identificados, no qual separadamente ou em combinação podem causar fissuração:

- ⇒ pressão de vapor
- ⇒ tensão térmica
- ⇒ transformação estrutural do agregado

3.4 - Ensaios para avaliação do desempenho em elevadas temperaturas

Segundo PHAN & CARINO (1998), existem três ensaios para se realizar os testes sob alta temperatura:

⇒ **ensaio com carga:** os resultados deste ensaio são muito satisfatórios para representar o desempenho ao fogo, no concreto de um pilar ou na zona de compressão de uma viga. Uma pré-carga, freqüentemente na faixa de 20-40% da resistência à compressão última, na temperatura ambiente, é aplicada no corpo-de-prova de concreto antes do aquecimento, e permanecendo durante o ensaio. O aquecimento é realizado a uma taxa constante até uma certa temperatura e depois o corpo-de-prova é mantido nesta por um certo período para que seja promovido o aquecimento por igual. A carga é então aumentada até a ruptura do corpo-de-prova.

⇒ **ensaio sem carga:** os resultados deste ensaio são muito satisfatórios para representar o desempenho ao fogo do concreto na zona tracionada de uma viga ou em um elemento que tem uma carga de compressão pequena. O corpo-de-prova é aquecido, sem carga, a uma taxa constante até a temperatura desejada, que é mantida por certo tempo para que o aquecimento seja por igual em todo o corpo-de-prova. A carga é aplicada até ocorrer a ruptura.

⇒ **ensaio de resistência residual sem carga:** os resultados deste ensaio são muito satisfatórios para avaliar as propriedades residuais do concreto, porque neste ensaio o corpo-de-prova é aquecido sem carga a uma taxa prescrita até a temperatura desejada e mantida nesta até que se iguale em todo o corpo-de-prova. O corpo-de-prova é então resfriado a uma taxa, também definida, até a temperatura ambiente. A carga é aplicada à temperatura ambiente até a ruptura do corpo-de-prova.

3.5 - Constituintes do concreto

a) *Sílica Ativa*

De acordo com SAAD et al. (1996), a sílica ativa (SA) é conhecida por melhorar as características mecânicas e a durabilidade do concreto. O principal efeito físico da sílica ativa no concreto é como se fosse um preenchedor de poros, que pode entrar nos espaços entre os grãos de cimento e dar condições para a reação química da sílica ativa com o hidróxido de cálcio, facilitada pela sua alta superfície específica. O CAD que é produzido com sílica ativa parece ser mais propenso a fissuração no fogo do que concretos sem SA.

b) *Agregado*

A influência que um agregado exerce na resistência do concreto, segundo KHOURY (1992), a altas temperaturas, é diferente da influência deste à temperatura ambiente, uma vez que muitos agregados rompem fisicamente e/ou quimicamente quando aquecidos a elevadas temperaturas. O diferencial de expansão térmica, devido ao aumento de temperatura, dos minerais constituintes de um agregado, pode causar considerável expansão e ruptura do concreto. Além disso muitos agregados decompõem-se quimicamente acima de certas temperaturas o que pode resultar em sério enfraquecimento do concreto.

Estudos realizados por SULLIVAN & SHANSHAR (1992), mostram que o tipo de agregado é um importante fator na resistência residual do concreto exposto a altas temperaturas.

LINDGARD & HAMMER (1995) observaram em estudos realizados, que para o CLAD, a perda de resistência percentual foi a menos pronunciada, seguida do CAD sem SA (à 600°C), em relação à outros CADs, como mostra a figura 3.1.

Figura 3.1 – Decréscimo percentual da f_c com o aumento da temperatura – Fonte: LINDGARD & HAMMER (1995)

c) Pasta de cimento

A pasta de cimento, conforme KHOURY (1992), é um elemento muito instável no concreto, uma vez que durante a fase inicial do aquecimento, sofre maiores transformações físicas e químicas. A água evaporável tem um papel predominante nos intervalos mais baixos de temperatura.

Altas temperaturas provocam, de acordo com ROSTÁSY et al. (1980), uma série de reações na pasta de cimento endurecida em função da sua microestrutura. Essas reações começam com a completa remoção de água do poro, e em seguida, com o aumento da temperatura, a decomposição de produtos da hidratação e a destruição da estrutura do gel de cimento.

Os efeitos térmicos tornam-se significativos acima de, aproximadamente, 600°C, levando em última instância à sua extinção.

A absorção de umidade do meio ambiente é que irá controlar o comportamento da pasta de cimento após o resfriamento.

d) Zona de ligação agregado–pasta de cimento

No concreto, segundo KHOURY (1992), forma-se uma zona de transição ao redor dos agregados, com propriedades diferentes da pasta de cimento. Se essa zona "falhar" durante o aquecimento, decorrente da diferença entre o coeficiente de dilatação térmica do agregado e da pasta de cimento, o concreto irá sofrer uma significativa redução de resistência, mesmo que agregados e argamassa que os reveste permaneçam intactos.

De acordo com MEHTA & MONTEIRO (1994), um importante fator responsável pela baixa resistência da zona de transição no concreto é a presença de microfissuras. A quantidade de microfissuras depende de inúmeros parâmetros, incluindo a distribuição granulométrica e tamanho do agregado, teor de cimento, relação água/cimento, grau de adensamento do concreto fresco, condições de cura, umidade ambiente, e história térmica do concreto. Por exemplo, uma mistura de concreto contendo agregado com má distribuição granulométrica é mais suscetível à segregação durante o adensamento; assim, podem formar-se filmes espessos de água ao redor do agregado grão, especialmente embaixo da partícula. Em idênticas condições, quanto maior o tamanho do agregado, mais espesso será o filme de água. A zona de transição formada nessas condições será suscetível à fissuração quando sujeita à influência de tensões de tração induzidas por movimentos diferenciais entre o agregado e a pasta.

SHUGUANG & YUE (1999) afirmam que apesar da zona de interface somente ser uma pequena porção no total do volume, ela tem um papel importante nas propriedades mecânicas e químicas do concreto.

COUTINHO (1973) considera que a ligação pasta-agregado constitui um fator importante nas propriedades do concreto como resistência à compressão, à

tração, permeabilidade, resistência ao congelamento, à retração e a fluência, apontando quatro condições:

- i) Aderência mecânica em escala macroscópica, através da rugosidade superficial do agregado, na qual os cristais hidratados envolvem as asperezas e protuberâncias dos materiais;
- ii) Aderência resultante das forças de atração capilar formada pela presença de uma película gelatinosa entre as superfícies da pasta e do agregado;
- iii) Aderência de caráter microscópica, onde os cristais do cimento hidratado prolongam os do agregado que têm em comum suas redes cristalinas, fenômeno conhecido como ligação epitáxica;
- iv) Aderência de origem química, devida a reação entre os produtos de hidratação e a superfície da pasta, quando esta tenha propriedades pozolânicas (capacidade de reação do hidróxido de cálcio com os componentes hidratados do cimento).

BENTZ (2000) afirma que a zona de transição interfacial ao redor de cada partícula do agregado proporciona uma rota de escape conveniente para o vapor formado durante a exposição térmica. No CAD, essas regiões da zona de transição interfacial (ZTI) são mais finas e não são permeáveis, podendo resultar em uma maior concentração de tensão na região da ZTI a elevadas temperaturas do que no concreto convencional onde a região da ZTI mais porosa pode atuar como um tipo de absorvente térmico devido a sua maior porosidade.

A espessura da ZTI do concreto comum é da ordem de 20 μm , enquanto que no CAD, a espessura da ZTI é reduzida para 10 μm ou menos.

3.6 - Decomposição química

A decomposição química e a perda da água de hidratação causam significativas mudanças na microestrutura da pasta de cimento (por exemplo nas ligações químicas, forças coesivas, porosidade, distribuição do tamanho dos poros).

O C-S-H (silicato de cálcio hidratado) desidrata, segundo GRATTAN (1996), na faixa compreendida entre 400°C e 600°C. Aos 800°C, todo o hidróxido de cálcio é convertido para óxido de cálcio e o C-S-H transformado para silicato aluminato de cálcio anidro. Ambas as reações causam um decréscimo no volume, que leva à fissuração do concreto.

3.7 - Influência do modo de resfriamento na resistência à compressão e na porosidade

Investigou-se a resistência à compressão residual do CAD e do concreto de resistência normal (CRN) depois de expostos a altas temperaturas, 800 e 1000 °C e dois tipos de resfriamentos. Resultados de testes mostraram, segundo LUO et al. (2000), que comparados com a resistência a temperatura ambiente, a resistência residual de ambos (CAD e CRN) decrescem nitidamente depois de expostos a altas temperaturas.

Figura 3.2 – f_c antes e depois de exposto a 800°C – Fonte: LUO et al.(2000)

Figura 3.3 – f_c antes e depois de exposto a 1100°C – Fonte: LUO et al.(2000)

O resfriamento com água, no qual ocorre um significativo choque térmico, segundo LUO et al. (2000), causou menor deterioração na resistência comparado com o resfriamento no forno.

Quando expostos a altas temperaturas, a resistência à compressão residual do CAD decresce: ela cai aproximadamente a 25-35% da resistência original depois de 800°C, e aproximadamente 8-12% depois de 1100°C.

Segundo LUO et al. (2000), regimes de resfriamentos têm algum efeito sobre a resistência residual. O resfriamento com água causou só um pouco mais de deterioração na resistência do que o resfriamento no forno. Entretanto, o efeito da taxa de resfriamento foi menos pronunciado quando o concreto foi exposto a picos maiores de temperatura. Os ensaios também mostram que o gradiente térmico ou choque térmico não foi a reação primária para a fissuração do CAD. O CAD tem uma maior relação de aumento no volume de poros do que o CRN, que é um importante fator considerado ser responsável pelas mais severas deteriorações da resistência do CAD.

A diferença entre os efeitos dos dois tipos de resfriamentos nas propriedades mecânicas como também a microestrutura decresceu em 1100 °C quando comparado a 800 °C.

O resfriamento com água causou uma microestrutura mais densa do que o resfriamento no forno devido em parte a rehidratação de seus componentes, que resultou da decomposição da argamassa de cimento endurecida no concreto a altas temperaturas.

Figura 3.4 – Porosidade antes e depois de exposto a 800°C – Fonte: LUO et al.(2000)

Figura 3.5 – Porosidade antes e depois de exposto a 1100°C – Fonte: LUO et al.(2000)

3.8 - Processo de evaporação da água no concreto a altas temperaturas

ANDERBERG et al. (1997) explicam como o ocorre o processo de evaporação da água no concreto, quando este é submetido a altas temperaturas.

CRN

CAD

Figura 3.6 – Esquema ilustrativo das condições de temperatura e umidade dos concretos quando aquecidos – Fonte: ANDERBERG et al. (1997)

Segundo ANDERBERG et al. (1997), perto da superfície quente existe uma zona seca (A) cuja espessura aumenta mais rápido no CRN do que para o CAD.

Depois segue-se uma zona estreita (B) que é mais fina no CAD, onde se origina a vaporização, e é a zona onde existe umidade como água livre.

O vapor, que é criado na zona de vapor, é transportado para a superfície aquecida mas também na direção oposta onde é resfriado e se condensa para água. Isso significa um aumento no teor de umidade somente dentro da zona de vapor.

A curva U mostra que a umidade em toda a espessura da parede é constante mas observa-se que na zona de vapor ela tem um pico, pois é onde temos maior umidade (a do próprio trecho + a umidade decorrente do aquecimento), o decréscimo ocorreu depois da zona de vapor para haver a "estabilização de umidade".

A curva T mostra um decréscimo da temperatura com o aumento da espessura da parede que implica em menos produção de vapor.

A curva P mostra que quando a zona de vapor se move, uma pressão de vapor máxima é criada, e para maiores distâncias a pressão diminui. Observe que a maior pressão é onde se tem o maior teor de umidade. A pressão de vapor desenvolvida é suficiente para causar fissuração, não só depende do teor de umidade, mas também da taxa de aquecimento, permeabilidade, porosidade e distribuição dos poros.

3.9 – Decréscimo da resistência mecânica a altas temperaturas

Apresenta-se a seguir alguns gráficos de perda de resistência mecânica para os ensaios de resistência à compressão (f_c), resistência à tração por compressão diametral (f_t) e módulo de deformação (E) com o aumento da temperatura.

a) Decréscimo da f_c devido a altas temperaturas

Figura 3.7 – $f_c \times T$ – Fonte: CHAN et al. (1999)

Figura 3.8 – Porcentagem residual da $f_c \times T$ – Fonte: CHAN et al. (1999)

Observa-se nas figuras 3.7 e 3.8 que a perda de resistência foi notavelmente diferente para cada trecho de temperatura.

Segundo CHAN et al. (1999), a mais severa perda de resistência à compressão foi entre 400 e 800°C, então essa faixa pode ser considerada crítica para a perda de resistência do concreto. Enquanto que no trecho de 1000 a 1200°C, ocorreu um aumento na resistência.

Apesar do CAD ter um maior valor de porcentagem de resistência residual em relação ao CRN, o CAD sofre uma maior piora na permeabilidade que está relacionada com a durabilidade.

Na figura 3.9, mostra-se a queda da resistência à compressão pela temperatura para concretos com agregados leves e com agregados normais, nos concretos de resistência normal (CRN).

Figura 3.9 – Curvas da $f_c \times T$ em ensaio com carga para (a) agregados normais e (b) agregados leves – Fonte: PHAN et al. (1998)

CASTILLO & DURANI (1990) mostram o comportamento de três concretos com diferentes f_c e para diferentes ensaios, submetidos a altas temperaturas.

Figura 3.10 – $f_c \times T$ – Fonte: CASTILLO & DURANI (1990)

Quando expostos a temperaturas no intervalo de 100 a 200°C, o CAD apresentou de 15 a 20% de perda de resistência à compressão, enquanto que o CRN não apresentou tais perdas. À medida que a resistência do concreto aumenta, a perda de resistência por exposição a altas temperaturas também aumenta.

Depois de uma perda inicial de resistência, o CAD com resistência à compressão de 89 MPa recuperou sua resistência entre 300 e 400°C, alcançando um valor máximo de 8 a 13% acima da resistência na temperatura ambiente, perdendo progressivamente sua resistência após essa temperatura.

Nenhum dos corpos-de-prova com pré-carga foram capazes de suportar a carga além de 700°C. Aproximadamente 1/3 desses corpos-de-prova romperam de maneira explosiva na faixa de temperatura entre 320 e 360°C enquanto estavam sendo aquecidos sob uma pré-carga constante.

DIEDERICHS et al. (1988) também observou o decréscimo da resistência à compressão (f_c) realizando ensaios com quatro tipos de concretos, CRN (cimento Portland comum), CAD1 (escória de alto forno), CAD2 (cinza volante) e CAD3 (sílica ativa), utilizando o ensaio sem carga.

Figura 3.11 – f_c x T para diferentes concretos – Fonte: DIEDERICHS et al. (1988)

FURUMURA et al. (1995) afirmam que para os ensaios sem carga a resistência à compressão diminui até 100°C, recuperando essa resistência na temperatura ambiente a 200°C, e então decresceu com o aumento da temperatura acima dos 200°C.

Figura 3.12 – $f_c \times T$ – Fonte: FURUMURA et al. (1995)

MORITA et al. (1992) mostram que para os ensaios de resistência residual sem carga, a resistência à compressão decresceu gradualmente com o aumento da temperatura em todo o intervalo, sem qualquer recuperação.

Figura 3.13 – $f_c \times T$ – Fonte: MORITA et al. (1992)

Figura 3.14 – $f_c \times T$ – Fonte: MORITA et al. (1992)

Observa-se tanto para os ensaios realizados por MORITA et al. (1992), quanto por FURUMURA et al. (1995), que os concretos com menores valores de resistência à compressão foram aqueles que tiveram uma menor perda percentual de resistência com o aumento da temperatura.

b) Decréscimo da f_t devido a altas temperaturas

CHAN et al. (1999) realizaram o ensaio de resistência à tração com três concretos a 20°C, 600°C e 1200°C.

Figura 3.15 – $f_t \times T$ – Fonte CHAN et al. (1999)

c) Decréscimo do E devido a altas temperaturas

SCHNEIDER (1983) mostra o decréscimo do módulo de deformação de vários concretos em comparação à curva recomendada pelo CEB.

Figura 3.16 – $E \times T$ – Fonte: SCHNEIDER (1983)

Observa-se uma menor redução da resistência à compressão nos concretos com agregados leves.

Segundo CASTILLO & DURANI (1990), o módulo de elasticidade do CAD teve um decréscimo de 5 a 10% quando exposto a temperaturas na faixa de 100 a

300°C. A 800°C, o módulo de elasticidade foi somente de 20 a 25% do valor na temperatura ambiente. Observaram-se variações similares no módulo de elasticidade do CRN e do CAD. Acima de 300°C, o módulo de elasticidade decresce a uma taxa mais rápida com o aumento da temperatura.

Figura 3.17 – E x T – Fonte: CASTILLO & DURANI (1990)

DIEDERICHS et al. (1988) mostram o decréscimo percentual do módulo de deformação de quatro tipos de concretos utilizando o ensaio sem carga, CRN (cimento Portland comum), CAD1 (escória de alto forno), CAD2 (cinza volante) e CAD3 (sílica ativa), utilizando o ensaio sem carga.

Figura 3.18 – E x T – Fonte: DIEDERICHS et al. (1988)

Observa-se que na faixa entre 350°C e 400°C é onde há uma maior diferença entre o módulo residual de cada concreto, diminuindo essa diferença com o aumento da temperatura.

HAMMER (1995) realizou ensaios para 90 dias e 150 dias, e observou que o concreto constituído de agregados leves obteve menor decréscimo percentual do módulo de deformação. Notou-se também para o concreto constituído de agregados leves, que o decréscimo percentual do E foi maior aos 150 dias do que aos 90 dias, ou seja, o E_{90} foi superior ao E_{150} , quando submetidos a altas temperaturas.

Figura 3.19 – $E_{90} \times T$ – Fonte: HAMMER (1995)

Figura 3.20 – $E_{150} \times T$ – Fonte: HAMMER (1995)

FURUMURA et al. (1995) também realizaram ensaios do módulo de deformação pela temperatura para três tipos de concretos para observar qual é o comportamento do concreto quando ele é submetido à ação de altas temperaturas. A resistência à compressão dos concretos variou de 21 a 60 MPa. O teste utilizado foi o ensaio sem carga. A figura 3.21 apresenta o E x Temperatura.

Figura 3.21 – E x T – Fonte: FURUMURA et al. (1995)

NOUMOWE et al. (1996) mostram a diferença do módulo de deformação entre o CAD e o CRN com o aumento da temperatura na figura 3.22.

Figura 3.22 – E x T para CRN e CAD – Fonte: NOUMOWE et al. (1996)

O módulo de deformação do CAD permaneceu aproximadamente 10-25% maior que o CRN.

3.10 - Comparações da porosidade entre o CRN e o CAD com o aumento da temperatura

CHAN et al. (1999) relacionaram o volume de poros de três tipos de concretos antes e depois de expostos a altas temperaturas na figura 3.23.

Figura 3.23 – Volume de poros antes e depois de expostos à 600°C – Fonte: CHAN et al. (1999)

Nota-se que houve maior aumento no percentual do volume de poros no CRN do que nos CADs.

NOUMOWE et al. (1996) correlacionam a porosidade do CRN com a do CAD quando são sujeitos a altas temperaturas.

Figura 3.24 – Porosidade x Temperatura para CAD e CRN – Fonte: NOUMOWE et al. (1996)

Observa-se na figura 3.24 que conforme a temperatura aumenta, a diferença entre o percentual de porosidade do CAD em relação ao CRN, também aumenta.

3.11 - Comparação da f_c para diversos agregados

O CEN (1993) apresenta a curva da resistência à compressão (em porcentagem) pela temperatura para concretos constituídos por diferentes agregados.

Figura 3.25 – Fator de redução de resistência para concretos – Fonte: CEN (1993)

Observa-se na figura 3.25 uma menor redução da resistência à compressão nos concretos com agregados leves quando submetidos a altas temperaturas.

3.12 - Comparação da f_c e E para diferentes tamanhos de corpos-de-prova

HERTZ (1991) correlaciona a resistência à compressão e módulo de deformação para diferentes tamanhos de corpos-de-prova para concretos constituídos de agregados leves e com o ensaio de resistência residual sem carga.

A figura 3.26 mostra a $f_c \times T$ e a figura 3.27 o $E \times T$, ambas comparando os diferentes tamanhos dos corpos-de-prova.

Figura 3.26 – $f_c \times T$ comparando diferentes tamanhos de corpos-de-prova – Fonte: HERTZ (1991)

Figura 3.27 – $E \times T$ comparando diferentes tamanhos de corpos-de-prova – Fonte: HERTZ (1991)

Observa-se que o módulo de deformação tem um comportamento diferente quando comparados para diferentes tamanhos de corpos-de-prova, ao contrário da resistência à compressão que apresenta uma certa similaridade.

3.13 - Comparação entre ensaios para diferentes agregados

ABRAMS (1971) realizou um estudo com concretos constituídos com diferentes agregados para os ensaios com carga, sem carga e de resistência residual sem carga.

Figura 3.28 – f_c do concreto com agregado carbonato x Temperatura – Fonte: ABRAMS (1971)

Figura 3.29 – f_c do concreto com agregado silicoso x Temperatura – Fonte: ABRAMS (1971)

Figura 3.30 – f_c do concreto com agregado leve x Temperatura – Fonte: ABRAMS (1971)

Observa-se nas figuras 3.28, 3.29 e 3.30 que os corpos-de-prova do ensaio de resistência residual sem carga apresentaram as menores resistências comparadas com as dos ensaios com carga e sem carga.

Segundo KHOURY (1992), ocorre um aumento genérico de resistência em concretos aquecidos sob carga quando comparados com os aquecidos sem carga.

Tais aumentos de resistência podem ser atribuídos ao efeito benéfico da pré-compressão relacionado provavelmente com alguma densificação da pasta.

Apresenta-se a seguir, as figuras 3.31, 3.32 e 3.33, que comparam os diversos agregados para os ensaios com carga, sem carga e de resistência residual sem carga.

Figura 3.31 – f_c x T para ensaio com carga – Fonte: ABRAMS (1971)

Observa-se que para o ensaio com carga o concreto leve apresentou melhor desempenho frente a altas temperaturas do que os outros dois agregados.

Figura 3.32 – $f_c \times T$ para ensaio sem carga –
Fonte: ABRAMS (1971)

Figura 3.33 – $f_c \times T$ para ensaio de
resistência residual sem carga – Fonte:
ABRAMS (1971)

3.14 - Comparação da perda de massa entre o CAD e o CRN com o aumento da temperatura

NOUMOWE et al.(1996) mostram na figura 3.34 a perda de massa entre o CAD e o CRN com o aumento da temperatura.

Figura 3.34 – Perda de massa do CAD e CRN com o aumento da Temperatura –
Fonte: NOUMOWE et al.(1996)

CAPÍTULO 4 – DESENVOLVIMENTO EXPERIMENTAL

A parte experimental deste trabalho foi desenvolvida no Laboratório de Construção Civil (LCC), e nos Laboratórios do Departamento de Estruturas; de Análise Microscópica da Engenharia de Materiais; e Física, todos localizados na USP – São Carlos.

4.1 – Introdução

Neste capítulo são apresentadas as características dos materiais utilizados no CAD e no CLAD, além da dosagem e produção dos concretos.

Apresenta-se também, o tratamento térmico e a curva de aquecimento nos quais os corpos-de-prova foram submetidos.

Após o tratamento térmico dos corpos-de-prova, os mesmos foram comparados com àqueles que permaneceram à temperatura ambiente (controle) por intermédio dos ensaios mecânicos apresentados neste capítulo.

Além dos ensaios mecânicos, realizou-se microscopia ótica, ensaio de termogravimetria, massa específica, absorção de água por imersão e índice de vazios.

4.2 - Características dos materiais utilizados

4.2.1 – Cimento Portland

Utilizou-se o cimento Portland de alta resistência inicial (CPV-ARI) para a produção dos concretos. As características físicas e mecânicas deste cimento, prescritas pela NBR-5733, e análise química, são apresentadas nas Tabelas 4.1 e 4.2.

Tabela 4.1 – Características e propriedades do cimento Portland

Características e propriedades		Unidade	CPV-ARI
Massa específica (NBR-6474) *		kg/dm ³	3,12
Massa Unitária no Estado Solto (NBR-7251) *		kg/dm ³	1,02
Finura	Resíduo # 200 (NBR-11579)	%	0,2
	Sup. Esp. Blaine (NBR-7224)	m ² /kg	4687
Tempo de pega *	Início (NBR-11581)	min	130
	Fim (NBR-11581)	min	210
Expansibilidade a quente (NBR-11581)		min	0,4
f _{cj} (NBR-7215)	1 dia	MPa	27,7
	3 dias	MPa	42,0
	7 dias	MPa	46,7
	28 dias	MPa	56,1

Fonte: CIMINAS S.A. (2001), * Valores experimentais obtidos no LCC

Tabela 4.2 – Análise química do CPV-ARI

Compostos	%
P.F.	2,86
R. Insol.	0,44
SiO ₂	19,41
Al ₂ O ₃	4,99
Fe ₂ O ₃	3,35
CaO	63,83
MgO	0,74
SO ₃	3,09
CO ₂	2,03
K ₂ O	0,57

Fonte: CIMINAS S.A. (2001)

4.2.2 – Areia natural quartzosa

Na produção dos concretos utilizou-se areia natural quartzosa, proveniente do Rio Mogi-Guaçu - Município de São Carlos - S.P. A composição granulométrica da areia (NBR-7217) está indicada na Tabela 4.3 e Figura 4.1.

Tabela 4.3 – Ensaio de granulometria da areia natural quartzosa (NBR-7217)

Peneira # (mm)	% Retida Acumulada
12.5	0%
9.5	0%
6.3	1%
4.8	1%
2.4	3%
1.2	12%
0.6	37%
0.3	77%
0.15	98%
Fundo	100%
Soma	330%
Dimensão máxima característica: $D_{\text{máx}} = 2.4 \text{ mm}$ (NBR-7211)	
Módulo de finura: $MF = 2.29 \text{ mm}$	
Classificação NBR-7211: areia fina (zona 2)	

O valor de massa específica (NBR-9776) para a areia utilizada é $2,62 \text{ kg/dm}^3$, e da massa unitária no estado solto - areia seca (NBR-7251) é de $1,48 \text{ kg/dm}^3$.

Figura 4.1 – Curva granulométrica da areia natural quartzosa

4.2.3 – Sílica ativa

Usou-se a sílica ativa, da empresa Microsílica Tecnologia Indústria e Comércio Ltda. A sílica ativa utilizada apresentou massa específica (NBR-6474) igual a $2,21 \text{ kg/dm}^3$ e massa unitária (adaptação da NBR-12127) igual a $0,20 \text{ kg/dm}^3$ e superfície específica (NBR-7224) de $18000 \text{ m}^2/\text{kg}$. A composição química da sílica ativa é apresentada na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Análise química da sílica ativa

Material	%
P.F.	3,14
SiO ₂	94,3
Al ₂ O ₃	0,09
Fe ₂ O ₃	0,10
CaO	0,30
MgO	0,43
SO ₃	-
K ₂ O	0,83
Na ₂ O	0,27

Fonte: Fabricante (2001)

4.2.4 - Aditivos superplastificantes

Utilizou-se dois diferentes tipos de superplastificantes, ambos da MBT Brasil Indústria e Comércio. As propriedades e características dos aditivos superplastificantes são apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Propriedades e características dos aditivos superplastificantes

Parâmetros	Unidade	SP 1 (2221)	SP 2 (Gleniun)
Massa específica	g/cm^3	1,11	1,08
PH	-	8,89	6,5
Teor de sólidos	%	16,49	<50
Aspecto	-	líquido homogêneo	líquido homogêneo
Cor	-	castanho	Incolor

Fonte: Fabricante (2001)

Utilizou-se os superplastificantes 2221 e o Gleniun (considerado como de última geração) para a produção de concretos com diferentes compacidades. Com isso pode-se analisar o comportamento explosivo quando os corpos-de-prova são submetidos à ação de altas temperaturas.

4.2.5. Argila expandida

Como agregado leve, usou-se a argila expandida em duas graduações: "Cinasita 0500" e "Cinasita 1506". A massa unitária (NBR-7251) dos dois tipos de argila, massa específica (NBR-9776 para argila 0500 e NBR-9937 para argila 1506) e a composição granulométrica (NBR-7217), são apresentados, respectivamente nas Tabelas 4.6 e 4.7.

Tabela 4.6 – Índices físicos da argila expandida

Propriedades	Argila expandida 0500	Argila expandida 1506
Massa Específica (kg/dm ³)	1,43 (NBR-9776)	1,22 (NBR-9937)
Massa Unitária (kg/dm ³)	0,71 (NBR-7251)	0,63 (NBR-7251)

Tabela 4.7 – Composição granulométrica da argila expandida (NBR 7217)

Peneira # (mm)	Porcentagem retida acumulada (%)	
	0500	1506
9,5	0	0
6,3	0	14
4,8	0	41
2,4	56	94
1,2	89	100
0,6	97	100
0,3	99	100
0,15	100	100
Módulo de finura	4,41	5,49

4.2.6 - Brita basáltica

Como agregado natural, usou-se a brita basáltica, que apresentou massa específica de $2,88 \text{ kg/dm}^3$ e massa unitária de $1,32 \text{ kg/dm}^3$. A composição granulométrica da brita basáltica (NBR-7217) é apresentada na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Composição granulométrica da brita basáltica (NBR 7217)

Peneira # (mm)	Porcentagem retida acumulada (%)
6,3	0
4,8	7
2,4	80
1,2	96
0,6	98
0,3	100
0,15	100

A distribuição granulométrica das argilas expandidas (0500 e 1506) e da brita basáltica são apresentadas na Figura 4.2.

Figura 4.2 – Distribuição granulométrica das argilas expandidas (0500 e 1506) e da brita basáltica.

4.3 – Dosagem dos concretos

4.3.1 – Ajustes na composição granulométrica e no volume dos agregados

Ajustou-se uma curva granulométrica para que se aproximasse o mais próximo possível a granulometria das argilas expandidas com a da brita basáltica, para que fosse possível uma comparação dos concretos constituídos com ambos os agregados, após serem submetidos a altas temperaturas. Com esse intuito, considerou-se o mesmo volume de argilas e de brita para a composição dos concretos, já que não se pode igualar as massas, devido às massas específicas dos dois agregados serem diferentes. O ajuste das curvas granulométricas das composições finais é mostrado na figura 4.3.

Figura 4.3 - Ajuste das curvas granulométricas das composições finais com argilas e com britas.

4.3.2 – Traço dos concretos

Os concretos em estudo são constituídos segundo os traços da tabela 4.9, desenvolvidos no L.C.C. por MORAIS (2001), referentes a concretos leves de alto desempenho. O concreto com agregados naturais, teve seu traço dimensionado com base no volume de agregados de argila expandida utilizados segundo a composição granulométrica do item 4.3.1.

Tabela 4.9 - Traços em massa dos concretos

Traço em massa (SP1 e SP2)		Proporções em massa (SP1 e SP2) C: SA: A: AL1: AL2 * C: SA: A: B **	a/c (SP1)	a/c (SP2)
ARGILA	1	1: 0,1: 0,270: 0,135: 0,495	0,41	0,20
	2	1: 0,1: 0,420: 0,210: 0,770	0,50	0,25
	3	1: 0,1: 0,570: 0,285: 1,045	0,59	0,30
BRITA	1	1: 0,1: 0,27: 1,203	0,41	0,20
	2	1: 0,1: 0,42: 1,872	0,50	0,25
	3	1: 0,1: 0,57: 2,540	0,59	0,30

* cimento: sílica ativa: areia: argila 1506: argila 0500

** cimento: sílica ativa: areia: brita

Obs.: Para todos os traços usou-se 1,5% de superplastificante, em relação à massa de cimento.

4.4 – Produção dos concretos

4.4.1 - Mistura

O processo de mistura foi:

- 1º) cimento + areia + sílica ativa;
- 2º) depois de misturar o cimento, a areia e a sílica ativa, adicionou-se parte da água;
- 3º) adicionou-se o superplastificante diluído com o restante da água;
- 4º) adicionou-se os agregados leves ou normais secos (condições ambientais do laboratório).

4.4.2 – Adensamento e cura

Os moldes utilizados foram cilíndricos com dimensões de 50x100mm, para todos os ensaios propostos. Para o adensamento do concreto usou-se a mesa vibratória. Após moldagem os corpos-de-prova são recobertos com plástico e no dia seguinte retirados das respectivas fôrmas e mantidos em câmara úmida até a data do ensaio. A temperatura na câmara úmida é de $23\pm 2^{\circ}\text{C}$ e umidade relativa do ar de 95%. A figura 4.6 ilustra o material após ruptura à tração por compressão diametral onde é possível observar que não houve segregação dos agregados com o método de adensamento utilizado.

(a)

(b)

(c)

Figura 4.4 – Mesa vibratória (a)

Figura 4.5 – Corpos-de-prova na câmara úmida (b)

Figura 4.6 – Concreto após ruptura à tração (c)

4.5 – Tratamento térmico

Depois da cura, para cada ensaio proposto, separou-se os corpos-de-prova idênticos (pertencentes a um mesmo lote) em dois grupos, um que foi chamado de controle (armazenados à temperatura ambiente) e outro que foi submetido a um ciclo de altas temperaturas. Fez-se essa divisão para os concretos com agregados leves e para os concretos constituídos com agregados normais.

Após o processo de aquecimento, comparou-se a resistência mecânica (resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de deformação) dos corpos-de-prova de controle com aqueles que foram ao forno elétrico, obtendo-se assim o decréscimo percentual ocasionado pela ação das altas temperaturas.

No tratamento térmico realizou-se um pré-aquecimento dos corpos-de-prova de concreto em estufa, por um período de 48 horas, à temperatura de 105°C, eliminando assim a água livre presente, com o intuito de minimizar a tendência à explosão quando os mesmos fossem levados ao forno. A figura 4.9 representa a curva de aquecimento utilizada no tratamento térmico para os corpos-de-prova de concreto.

Figura 4.7 – Estufa para secagem prévia

Figura 4.8 – Forno elétrico para alta temperatura

Figura 4.9 - Curva de aquecimento

Após realizar-se o tratamento térmico, submeteram-se os corpos-de-prova de concreto ao ensaio de resistência residual sem carga.

Depois do ciclo térmico, foram observadas ocorrências de explosões nos corpos-de-prova constituídos tanto de argila expandida quanto de brita basáltica, nos traços 1 e 2 (com consumos de cimento mais elevados), utilizando o aditivo superplastificante SP2 (Gleniun). Ao contrário dos concretos constituídos pelo superplastificante SP1 (2221) que não observou-se explosões para nenhum dos traços, verificando-se apenas fissurações ao longo de sua estrutura.

As figuras 4.10 e 4.11 ilustram, respectivamente, as fissuras e explosão no corpo-de-prova após aquecimento a altas temperaturas.

Figura 4.10 – Corpo-de-prova fissurado

Figura 4.11 – Corpo-de-prova explosivo durante aquecimento no forno

4.6 – Ensaios realizados

As propriedades e respectivos métodos de avaliação dos ensaios realizados apresentam-se de forma resumida na tabela 4.10. A Figura 4.12 mostra os ensaios realizados (resistência à compressão (f_c), resistência à tração por compressão diametral (f_t), módulo de deformação (E), massa específica (γ), absorção de água por imersão (AAI), índice de vazios (IV), termogravimetria (TG) e microscopia ótica) em forma de um organograma, para visualização do trabalho como um todo.

Tabela 4.10 – Propriedades em estudo, método de avaliação correspondente e número de corpos-de-prova.

Ensaios	Método de avaliação	Número de corpos-de-prova
Resistência à compressão	NBR – 5739	10
Resistência à tração por compressão diametral	NBR – 7222	5
Módulo de deformação	NBR – 8522	5
Massa específica	NBR – 9778	3
Absorção de água por imersão	NBR – 9778	
Índice de vazios	NBR – 9778	
TG / DTG	Termogravimetria dinâmica	8
Microscopia ótica	Metalografia ótica	1

Figura 4.12 – Organograma dos ensaios realizados

4.6.1 – Resistência à compressão (NBR – 5739)

Determinou-se os valores das resistências à compressão axial dos concretos em 10 corpos-de-prova para cada combinação anteriormente proposta. A figura 4.13 ilustra o dispositivo no qual o corpo-de-prova é ensaiado e a figura 4.14 mostra o detalhe do corpo-de-prova na prensa, com capeamento à base de enxofre.

(a)

(b)

Figura 4.13 - Dispositivo de aplicação de carga para ensaio de resistência à compressão (a)

Figura 4.14 - Detalhe do corpo-de-prova na prensa (b)

4.6.2 – Resistência à tração por compressão diametral (NBR – 7222)

Neste ensaio, o valor da resistência à tração, dos 5 corpos-de-prova para cada combinação anteriormente proposta, é obtido através da compressão diametral, colocando os mesmos na posição horizontal na prensa, conforme figura 4.15, gerando-se tensões de tração no interior do corpo-de-prova, de acordo com a figura 4.16. O valor da resistência à tração f_t é obtido pela seguinte expressão em MPa.

$$f_t = 2 \cdot F / (\pi \cdot d \cdot L)$$

(NBR – 7222)

Onde :

F = carga máxima obtida no ensaio (kN);

d = diâmetro do corpo-de-prova (mm);

L = altura do corpo-de-prova (mm).

Figura 4.15 – Dispositivo de aplicação de carga para o ensaio de resistência à tração

Figura 4.16 – Esquema de aplicação de carga e distribuição de tensões internas para o ensaio de resistência à tração por compressão diametral

As figuras 4.17 e 4.18 ilustram corpos-de-prova de concreto constituídos de argila expandida e de brita basáltica, respectivamente, após o ensaio de resistência à tração por compressão diametral.

Figura 4.17– Corpo-de-prova com argila, antes e depois da ação de altas temperaturas

Figura 4.18 – Corpo-de-prova com brita, antes e depois da ação de altas temperaturas

Observou-se um clareamento nos corpos-de-prova tanto os constituídos por argila expandida quanto os de brita basáltica, devido à perda de água.

4.6.3 – Módulo de deformação (NBR – 8522)

O módulo de deformação tangente, expresso em GPa, foi determinado utilizando-se 5 corpos-de-prova (com capeamento à base de enxofre*) para cada combinação inicialmente proposta. A taxa de carregamento utilizado para realizar o ensaio foi de $0,50 \pm 0,05$ MPa/s e calculou-se o valor do módulo de deformação baseada em 30% do carregamento último que apresentou um trecho ascendente, praticamente linear, na curva tensão-deformação. A figura 4.19 mostra o ensaio do módulo de deformação utilizando-se dois relógios comparadores.

---

* A realização do capeamento dos topos dos corpos-de-prova foi adotada em face da dificuldade em se promover o corte com serra diamantada, segundo faces devidamente paralelas.

Figura 4.19 – Dispositivo para o ensaio de módulo de deformação

4.6.4 – Massa específica (NBR – 9778)

Para determinar a massa específica no estado seco γ_s utilizou-se 3 corpos-de-prova, para cada traço. O valor de γ_s é obtido pela fórmula:

$$\gamma_s = M_s / (M_{sat} - M_i) \quad (\text{NBR} - 9778)$$

Onde:

M_s = massa do corpo-de-prova seco em estufa à temperatura de 105°C por 72 horas;

M_{sat} = massa do corpo-de-prova saturado em água durante 72 horas.

M_i = massa do corpo-de-prova saturado, imerso em água.

4.6.5 – Absorção de água por imersão (NBR – 9778)

Determinou-se a absorção de água por imersão AAI de acordo com a seguinte fórmula:

$$AAI = ((M_{sat} - M_s) / M_s) * 100 \quad (NBR - 9778)$$

Onde:

M_{sat} = massa do corpo-de-prova saturado em água durante 72 horas;

M_s = massa do corpo-de-prova seco em estufa à temperatura de 105°C por 72 horas.

4.6.6 – Índice de vazios (NBR – 9778)

Determinou-se o índice de vazios IV de acordo com a fórmula:

$$IV = ((M_{sat} - M_s) / (M_{sat} - M_i)) * 100$$

Onde:

M_{sat} = massa do corpo-de-prova saturado em água durante 72 horas;

M_s = massa do corpo-de-prova seco em estufa à temperatura de 105°C por 72 horas;

M_i = massa do corpo-de-prova saturado, imerso em água.

4.6.7 – Microscopia ótica

Os ensaios de microscopia ótica foram realizados com a finalidade de se observar o comportamento dos concretos após a influência de altas temperaturas. Inicialmente retirou-se uma amostra de concreto e embutiu-a em resina, de acordo com a figura 4.20. Depois do encapsulamento em resina a amostra passou por uma gama de lixas, cuja gramatura variou de 150 a 800, e finalmente, por um polimento, como mostra a figura 4.21, para que se tenha uma superfície lisa.

Figura 4.20– Amostra de concreto embutida em resina

Figura 4.21– Politrís (alumina 0,3 μ)

Depois do embutimento em resina e com a superfície devidamente lixada, a amostra foi visualizada à nível microscópico por intermédio de um sistema de análise de imagens obtendo-se assim microfotografias apresentadas no capítulo 5.

A figura 4.22 e 4.23 identificam e ilustram as partes do sistema de análise de imagem, empregado para a visualização das fissuras que ocorreram após a sujeição dos concretos às elevadas temperaturas.

Figura 4.22– Componentes do sistema de análise de imagem

Onde:

- (1) Impressora de vídeo
- (2) Microscópio ótico
- (3) Câmera CCD/RGB
- (4) Monitor de vídeo
- (5) Placa digitalizadora
- (6) Microcomputador
- (7) Impressora

Figura 4.23 – Sistema de análise de imagem

4.6.8 – Ensaio de Termogravimetria

A análise térmica abrange um grupo de técnicas, através das quais uma propriedade física de uma substância e/ou seus produtos de reação é medida em função da temperatura e/ou tempo, enquanto a substância é submetida a uma programação controlada de temperatura. Dentre as técnicas termoanalíticas, utilizou-se a Termogravimetria (TG) e a Termogravimetria Derivada (DTG), para a apresentação dos dados. Os resultados do ensaio de termogravimetria são apresentados no anexo D.

Adotou-se ensaios de Termogravimetria Dinâmica (mais usualmente empregada) no caso em que a amostra é aquecida em ambiente com temperatura variável de uma maneira pré-determinada, preferencialmente a uma razão linear. As curvas de TG e DTG fornecem informações sobre a estabilidade térmica e a composição da amostra inicial e de qualquer produto intermediário que se formou, bem como sobre a composição do resíduo. Realizou-se esse ensaio no equipamento

(marca Du Pont 2000 V5.1A) com taxa de aquecimento de 10°C/minuto, em atmosfera de nitrogênio (fluxo=20ml/min).

O interesse no estudo das pastas endurecidas está na variação de massa dos materiais voláteis que são perdidos no processo de aquecimento. Para os cálculos de perda de massa, a partir dos resultados da TG (DTG), consideraram-se algumas faixas de temperaturas, correspondentes principalmente à perda de massa devido à evaporação de água livre e água combinada (água de cristalização entendida como água não evaporável), como mostra a tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Temperaturas de referência (DTG) para a quantificação dos fenômenos correspondentes. Fonte: CAMARINI et al. (1996)

Variação de massa em função da perda	Temperatura de reação (°C)
Água livre	20 a 80
Água combinada dos produtos hidratados	80 a 440
Água do Ca(OH)_2	440 a 500
CO_2 referente principalmente à carbonatação da Portlandita	500 a 900

Utilizou-se apenas o material (pó) passante na peneira de abertura N° 200, após a moagem, na preparação das amostras para o ensaio de TG.

CAPÍTULO 5 – RESULTADOS E DISCUSSÕES DOS ENSAIOS

São apresentados, neste capítulo, os resultados e as discussões de toda a experimentação realizada. Os resultados dos ensaios mecânicos (de resistência à compressão, de resistência à tração por compressão diametral e do módulo de deformação) estão apresentados como gráficos para uma melhor visualização dos dados, cujos valores estão dispostos em tabelas no anexo A.

A análise dos dados para os ensaios mecânicos propostos se inicia com uma análise do coeficiente de variação objetivando-se verificar a dispersão dos resultados. A partir dos resultados do coeficiente de variação, verificou-se se os dados experimentais apresentaram uma distribuição normal, proposta por TORRENT (1978). Posteriormente, efetuou-se uma comparação de médias entre amostras de tamanho iguais, utilizando-se o Método de Tukey (apresentado no anexo B). A comparação de médias é realizada com os corpos-de-prova de controle e os que foram submetidos à ação da alta temperatura, verificando por meio do dms (diferença mínima significativa) – teste de Tukey – se os valores das médias comparadas são estatisticamente iguais ou diferentes.

Posteriormente, são apresentados os resultados dos ensaios mecânicos além do fator de eficiência, absorção de água por imersão, índice de vazios, microscopia ótica e termogravimetria) e suas respectivas discussões.

a) Resistência à compressão

São apresentados os resultados obtidos do ensaio de resistência à compressão (f_c), nas figuras de resistência à compressão e decréscimo percentual da resistência à compressão devido à ação de altas temperaturas, para os corpos-de-prova (cps) de concreto utilizando os dois tipos de superplastificantes SP1 (2221) e SP2 (Gleniun), e nas idades de 7, 28, 63 e 150 dias. Apresenta-se a f_{c7} (SP1), f_{c150} (SP1), f_{c7} (SP2), f_{c28} (SP2), f_{c63} (SP2), para os dois tipos de agregados (brita e argila expandida) quando submetidos à ação das altas temperaturas e dos corpos-de-prova de controle para os traços 01, 02 e 03 *.

a1) f_{c7} (SP1)

Figura 5.1 – Resistência à compressão (f_{c7} com SP1)

* Os valores apresentados de resistência à compressão correspondem à média de 10 corpos-de-prova, como mostra as tabelas de A1 a A5 no anexo A.

Figura 5.2 – Decréscimo percentual da f_{c7} (SP1)

Observa-se na figura 5.2 que o decréscimo do percentual de resistência à compressão do concreto com argila expandida foi inferior ao do concreto com brita para os três traços estudados.

Nota-se também que quando se aumenta a relação agregado/cimento (do traço 01 para o traço 03), o decréscimo no percentual diminui para ambos os agregados.

Segue-se nas tabelas 5.1 e 5.2, as análises estatísticas para f_{c7} (SP1).

Tabela 5.1 – Análise estatística dos cps do ensaio de f_{c7} (SP1)

Concreto		traço	$\bar{x}$	s	CV (%)	IC 95%
A R G I L A	Controle	01	38,2	1,624	4,25	(37,048; 39,372)
		02	33,2	1,624	4,89	(32,068; 34,392)
		03	31,6	1,573	4,97	(30,515; 32,765)
	Altas temperaturas	01	6,7	0,284	4,27	(6,4469; 6,8531)
		02	6,8	0,299	4,37	(6,6261; 7,0539)
		03	7,7	0,233	3,03	(7,5232; 7,8568)
B R I T A	Controle	01	62,2	2,085	3,35	(60,688; 63,672)
		02	52,6	2,234	4,25	(51,002; 54,198)
		03	45,1	1,295	2,87	(44,134; 45,986)
	Altas temperaturas	01	6,4	0,292	4,57	(6,1808; 6,5992)
		02	6,7	0,258	3,87	(6,4851; 6,8549)
		03	7,6	0,212	2,81	(7,3982; 7,7018)

Observa-se na tabela 5.1 que o coeficiente de variação no ensaio de f_{c7} (SP1), não ultrapassou 5%.

Tabela 5.2 – Comparação estatística das médias do ensaio de f_{c7} (SP1) (Tukey)

Concreto		traço	$\bar{x}$	$\bar{x}_c - \bar{x}_{at}$	dms	resultado
A R G I L A	Controle	01	38,2	31,5	1,095	diferentes
	Altas temperaturas	01	6,7			
	Controle	02	33,2	26,4	1,097	diferentes
	Altas temperaturas	02	6,8			
	Controle	03	31,6	23,9	1,056	diferentes
	Altas temperaturas	03	7,7			
B R I T A	Controle	01	62,2	55,8	1,398	diferentes
	Altas temperaturas	01	6,4			
	Controle	02	52,6	45,9	1,493	diferentes
	Altas temperaturas	02	6,7			
	Controle	03	45,1	37,5	0,871	diferentes
	Altas temperaturas	03	7,6			

Observa-se pelo teste de Tukey, na tabela 5.2, que as médias comparadas são estatisticamente diferentes ao nível de significância de 95%.

a2) f_{c150} (SP1)

Figura 5.3 – Resistência à compressão (f_{c150} com SP1)

Figura 5.4 – Decréscimo percentual da f_{c150} (SP1)

Observa-se na figura 5.4 que o decréscimo do percentual de resistência à compressão do concreto com argila expandida foi inferior ao do concreto com brita para os três traços estudados. Nota-se também que quando se aumenta a relação agregado/cimento (do traço 01 para o traço 03), o decréscimo no percentual diminui para ambos os agregados.

Segue-se nas tabelas 5.3 e 5.4, as análises estatísticas para a f_{c150} (SP1).

Tabela 5.3 – Análise estatística dos cps do ensaio de f_{c150} (SP1)

Concreto		traço	$\bar{x}$	s	CV (%)	IC 95%
A R G I L A	Controle	01	43,2	1,820	4,21	(41,926; 44,534)
		02	40,1	1,220	3,04	(39,199; 40,941)
		03	34,4	0,711	2,06	(33,937; 34,963)
	Altas temperaturas	01	7,0	0,337	4,84	(6,687; 7,173)
		02	7,5	0,213	2,82	(7,383; 7,677)
		03	7,9	0,157	1,98	(7,796; 8,024)
B R I T A	Controle	01	72,1	2,704	3,75	(70,129; 73,991)
		02	69,8	1,925	2,76	(68,430; 71,170)
		03	60,7	1,195	1,97	(59,874; 61,546)
	Altas temperaturas	01	6,9	0,175	2,52	(6,799; 7,041)
		02	7,8	0,342	4,36	(7,568; 8,072)
		03	7,7	0,364	4,72	(7,450; 7,970)

Observa-se na tabela 5.3 que o coeficiente de variação no ensaio de f_{c150} (SP1), não ultrapassou 5%.

Tabela 5.4 – Comparação estatística das médias do ensaio de f_{c150} (SP1) (Tukey)

Concreto		traço	$\bar{x}$	$\bar{x}_c - \bar{x}_{at}$	dms	resultado
A R G I L A	Controle	01	43,2	36,2	1,231	diferentes
	Altas temperaturas	01	7,0			
	Controle	02	40,1	32,6	0,819	diferentes
	Altas temperaturas	02	7,5			
	Controle	03	34,4	26,5	0,488	diferentes
	Altas temperaturas	03	7,9			
B R I T A	Controle	01	72,1	65,2	1,795	diferentes
	Altas temperaturas	01	6,9			
	Controle	02	69,8	62,0	1,293	diferentes
	Altas temperaturas	02	7,8			
	Controle	03	60,7	53,0	0,813	diferentes
	Altas temperaturas	03	7,7			

Observa-se pelo teste de Tukey, na tabela 5.4, que as médias comparadas são estatisticamente diferentes ao nível de significância de 95%.

a3) f_{c7} (SP2)

Figura 5.5 – Resistência à compressão (f_{c7} com SP2)

Figura 5.6 – Decréscimo percentual da f_{c7} (SP2)

Observa-se na figura 5.6 que o decréscimo do percentual de resistência à compressão do concreto com argila expandida foi inferior ao do concreto com brita para os três traços estudados. Nota-se também que quando se aumenta a relação agregado/cimento (do traço 01 para o traço 03), o decréscimo no percentual do concreto constituído por argila expandida tende a diminuir, ao passo que no concreto com brita basáltica essa redução torna-se menos significativa.

Segue-se nas tabelas 5.5 e 5.6, as análises estatísticas para a f_{c7} (SP2).

Tabela 5.5 – Análise estatística dos cps do ensaio de f_{c7} (SP2)

Concreto		traço	$\bar{x}$	s	CV (%)	IC 95%
A R G I L A	Controle	01	52,0	1,617	3,11	(50,841; 53,159)
		02	45,1	2,027	4,49	(43,688; 46,572)
		03	43,6	1,766	4,05	(42,288; 44,832)
	Altas temperaturas	01	16,3	0,511	3,14	(15,870; 16,590)
		02	15,2	0,199	1,31	(15,019; 15,3210)
		03	15,8	0,214	1,36	(15,626; 15,933)
B R I T A	Controle	01	93,4	4,092	4,38	(90,430; 96,290)
		02	83,4	2,960	3,55	(81,226; 85,474)
		03	75,5	2,418	3,20	(73,737; 77,203)
	Altas temperaturas	01	24,1	0,134	0,56	(23,9343; 24,125)
		02	21,8	0,423	1,94	(21,499; 22,081)
		03	20,0	0,862	4,32	(19,356; 20,584)

Observa-se na tabela 5.5 que o coeficiente de variação no ensaio de f_{c7} (SP2), não ultrapassou 5%.

Tabela 5.6 – Comparação estatística das médias do ensaio de f_{c7} (SP2) (Tukey)

Concreto		traço	$\bar{x}$	$\bar{x}_c - \bar{x}_{at}$	dms	resultado
A R G I L A	Controle	01	52,0	35,7	1,126	diferentes
	Altas temperaturas	01	16,3			
	Controle	02	45,1	29,9	1,345	diferentes
	Altas temperaturas	02	15,2			
	Controle	03	43,6	27,8	1,189	diferentes
	Altas temperaturas	03	15,8			
B R I T A	Controle	01	93,4	69,3	2,717	diferentes
	Altas temperaturas	01	24,1			
	Controle	02	83,4	61,6	1,990	diferentes
	Altas temperaturas	02	21,8			
	Controle	03	75,5	55,5	1,706	diferentes
	Altas temperaturas	03	20,0			

Observa-se pelo teste de Tukey, na tabela 5.6, que as médias comparadas são estatisticamente diferentes ao nível de significância de 95%.

a4) f_{c28} (SP2)

Figura 5.7 – Resistência à compressão (f_{c28} com SP2)

Figura 5.8 – Decréscimo percentual da f_{c28} (SP2)

Observa-se na figura 5.8 que o decréscimo do percentual de resistência à compressão do concreto com argila expandida foi inferior ao do concreto com brita para os três traços estudados. Nota-se também que quando se aumenta a relação agregado/cimento (do traço 01 para o traço 03), o decréscimo no percentual do concreto constituído por argila expandida tende a diminuir, ao passo que no concreto com brita basáltica existe um sutil aumento.

Segue-se nas tabelas 5.7 e 5.8, as análises estatísticas para a f_{c28} (SP2).

Tabela 5.7 – Análise estatística dos cps do ensaio de f_{c28} (SP2)

Concreto		traço	$\bar{x}$	s	CV (%)	IC 95%
A R G I L A	Controle	01	52,5	2,805	5,34	(50,546; 54,574)
		02	47,8	2,142	4,48	(46,256; 49,324)
		03	46,6	1,142	2,45	(45,826; 47,474)
	Altas temperaturas	01	16,1	0,609	3,77	(15,706; 16,574)
		02	15,3	0,264	1,73	(15,076; 15,463)
		03	16,3	0,419	2,58	(15,963; 16,577)
B R I T A	Controle	01	99,0	4,447	4,49	(95,860; 102,220)
		02	95,1	4,310	4,53	(92,040; 98,240)
		03	91,5	3,144	3,44	(89,212; 93,708)
	Altas temperaturas	01	24,7	0,996	4,03	(24,027; 25,453)
		02	23,5	0,582	2,48	(23,058; 23,862)
		03	22,4	0,887	3,95	(21,795; 23,065)

Observa-se na tabela 5.7 que o coeficiente de variação no ensaio de f_{c28} (SP2), não ultrapassou 6%.

Tabela 5.8 – Comparação estatística das médias do ensaio de f_{c28} (SP2) (Tukey)

Concreto		traço	$\bar{x}$	$\bar{x}_c - \bar{x}_{at}$	dms	resultado
A R G I L A	Controle	01	52,5	36,4	1,912	diferentes
	Altas temperaturas	01	16,1			
	Controle	02	47,8	32,5	1,435	diferentes
	Altas temperaturas	02	15,3			
	Controle	03	46,6	30,3	0,816	diferentes
	Altas temperaturas	03	16,3			
B R I T A	Controle	01	99,0	74,3	3,026	diferentes
	Altas temperaturas	01	24,7			
	Controle	02	95,1	71,6	2,898	diferentes
	Altas temperaturas	02	23,5			
	Controle	03	91,5	69,1	2,168	diferentes
	Altas temperaturas	03	22,4			

Observa-se pelo teste de Tukey, na tabela 5.8, que as médias comparadas são estatisticamente diferentes ao nível de significância de 95%.

a5) f_{c63} (SP2)

Figura 5.9 – Resistência à compressão (f_{c63} com SP2)

Figura 5.10 – Decréscimo percentual da f_{c63} (SP2)

Observa-se na figura 5.10 que o decréscimo do percentual de resistência à compressão do concreto com argila expandida foi inferior ao do concreto com brita para os três traços estudados. Nota-se também que quando se aumenta a relação agregado/cimento (do traço 01 para o traço 03), o decréscimo no percentual do concreto constituído por argila expandida tende a diminuir, ao passo que no concreto com brita basáltica existe um significativo aumento.

Segue-se nas tabelas 5.9 e 5.10, as análises estatísticas para a f_{c63} (SP2).

Tabela 5.9 – Análise estatística dos cps do ensaio de f_{c63} (SP2)

Concreto		traço	$\bar{x}$	s	CV (%)	IC 95%
A R G I L A	Controle	01	53,8	2,377	4,42	(52,077; 55,483)
		02	49,7	2,343	4,72	(48,016; 51,364)
		03	48,0	1,774	3,70	(46,721; 49,260)
	Altas temperaturas	01	15,3	0,634	4,16	(14,806; 15,714)
		02	14,4	0,589	4,10	(13,930; 14,770)
		03	14,7	0,464	3,17	(14,301; 14,959)
B R I T A	Controle	01	105,0	5,001	4,76	(101,370; 108,530)
		02	99,0	2,988	3,02	(96,828; 101,112)
		03	95,5	2,433	2,55	(93,723; 97,197)
	Altas temperaturas	01	24,6	1,342	5,45	(23,669; 25,591)
		02	22,8	0,727	3,20	(22,248; 23,292)
		03	21,6	0,353	1,63	(21,385; 21,895)

Observa-se na tabela 5.9 que o coeficiente de variação no ensaio de f_{c63} (SP2), não ultrapassou 6%.

Tabela 5.10 – Comparação estatística das médias do ensaio de f_{c63} (SP2) (Tukey)

Concreto		traço	$\bar{x}$	$\bar{x}_c - \bar{x}_{at}$	dms	resultado
A	Controle	01	53,8	38,5	1,636	diferentes
	Altas temperaturas	01	15,3			
G	Controle	02	49,7	35,3	1,602	diferentes
	Altas temperaturas	02	14,4			
L	Controle	03	48,0	33,3	1,217	diferentes
	Altas temperaturas	03	14,7			
B R I T A	Controle	01	105,0	80,4	3,441	diferentes
	Altas temperaturas	01	24,6			
	Controle	02	99,0	76,2	2,046	diferentes
	Altas temperaturas	02	22,8			
	Controle	03	95,5	73,9	1,630	diferentes
	Altas temperaturas	03	21,6			

Observa-se pelo teste de Tukey, na tabela 5.10, que as médias comparadas são estatisticamente diferentes ao nível de significância de 95%.

Nas figuras 5.11 e 5.12 pode-se observar a influência da alta temperatura ao longo da idade dos concretos na resistência à compressão.

Figura 5.11 – Influência da idade no decréscimo da f_c (SP1) após submetidos a altas temperaturas

Figura 5.12 – Influência da idade no decréscimo da f_c (SP2) após submetidos a altas temperaturas

Observa-se que para todos os concretos estudados, o decréscimo na resistência à compressão tende a aumentar com relação à idade.

b) Resistência à tração por compressão diametral

São apresentados os resultados obtidos do ensaio de resistência à tração por compressão diametral (f_t), nas figuras de resistência à tração e decréscimo percentual, para os corpos-de-prova (cps) de concreto utilizando os dois tipos de superplastificantes SP1 (2221) e SP2 (Gleniun), e nas idades de 28, 63 e 150 dias. Apresenta-se a f_{t150} (SP1), f_{t28} (SP2), f_{t63} (SP2), para os dois tipos de agregados (brita e argila expandida) quando submetidos à ação das altas temperaturas e dos corpos-de-prova de controle para os traços 01, 02 e 03 *.

* Os valores apresentados de resistência à tração correspondem à média de 5 corpos-de-prova, como mostra as tabelas de A6 a A8 no anexo A.

b1) f_{t150} (SP1)

Figura 5.13 – Resistência à tração (f_{t150} com SP1)

Figura 5.14 – Decréscimo percentual da f_{t150} (SP1)

Observa-se na figura 5.14 que o decréscimo do percentual de resistência à tração por compressão axial do concreto com argila expandida foi inferior ao do concreto com brita para os três traços estudados.

Nota-se também que quando se aumenta a relação agregado/cimento (do traço 01 para o traço 03), o decréscimo no percentual também diminui para ambos os agregados.

Segue-se nas tabelas 5.11 e 5.12, as análises estatísticas para a f_{t150} (SP1).

Tabela 5.11– Análise estatística dos cps do ensaio de f_{t150} (SP1)

Concreto		traço	$\bar{x}$	s	CV (%)	IC 95%
A R G I L A	Controle	01	3,33	0,126	3,79	(3,174; 3,489)
		02	3,20	0,072	2,25	(3,108; 3,291)
		03	2,80	0,104	3,72	(2,672; 2,935)
	Altas temperaturas	01	0,58	0,033	5,62	(0,542; 0,621)
		02	0,71	0,026	3,66	(0,677; 0,738)
		03	0,76	0,009	1,17	(0,744; 0,767)
B R I T A	Controle	01	5,14	0,271	5,27	(4,807; 5,481)
		02	4,99	0,171	3,42	(4,777; 5,206)
		03	4,88	0,190	3,89	(4,640; 5,115)
	Altas temperaturas	01	0,59	0,026	4,51	(0,553; 0,618)
		02	0,75	0,006	0,74	(0,746; 0,757)
		03	0,75	0,022	2,95	(0,728; 0,779)

Observa-se na tabela 5.11 que o coeficiente de variação no ensaio de f_{t150} (SP1), não ultrapassou 6%.

Tabela 5.12 – Comparação estatística das médias do ensaio de f_{t150} (SP1) (Tukey)

Concreto		traço	$\bar{x}$	$\bar{x}_c - \bar{x}_{at}$	dms	resultado
A R G I L A	Controle	01	3,33	2,75	0,135	diferentes
	Altas temperaturas	01	0,58			
	Controle	02	3,20	2,49	0,080	diferentes
	Altas temperaturas	02	0,71			
	Controle	03	2,80	2,04	0,110	diferentes
	Altas temperaturas	03	0,76			
B R I T A	Controle	01	5,14	4,55	0,281	diferentes
	Altas temperaturas	01	0,59			
	Controle	02	4,99	4,24	0,178	diferentes
	Altas temperaturas	02	0,75			
	Controle	03	4,88	4,13	0,198	diferentes
	Altas temperaturas	03	0,75			

Observa-se pelo teste de Tukey, na tabela 5.12, que as médias comparadas são estatisticamente diferentes ao nível de significância de 95%.

b2) f_{t28} (SP2)

Figura 5.15 – Resistência à tração (f_{t28} com SP2)

Figura 5.16 – Decréscimo percentual da f_{t28} (SP2)

Observa-se na figura 5.16 que o decréscimo do percentual de resistência à tração por compressão axial do concreto com argila expandida foi inferior ao do concreto com brita para os três traços estudados. Nota-se também que quando se aumenta a relação agregado/cimento (do traço 01 para o traço 03), o decréscimo no percentual também diminui para ambos os agregados.

Segue-se nas tabelas 5.13 e 5.14, as análises estatísticas para a f_{t28} (SP2).

Tabela 5.13 – Análise estatística dos cps do ensaio de f_{t28} (SP2)

Concreto		traço	$\bar{x}$	s	CV (%)	IC 95%
A R G I L A	Controle	01	4,56	0,312	6,83	(4,181; 4,951)
		02	4,34	0,238	5,49	(4,042; 4,638)
		03	4,23	0,250	5,90	(3,923; 4,545)
	Altas temperaturas	01	1,00	0,043	4,26	(0,950; 1,057)
		02	1,30	0,088	6,76	(1,193; 1,406)
		03	1,40	0,079	5,64	(1,296; 1,499)
B R I T A	Controle	01	7,74	0,134	1,73	(7,570; 7,909)
		02	7,40	0,246	3,32	(7,095; 7,701)
		03	7,04	0,114	1,62	(6,902; 7,186)
	Altas temperaturas	01	1,50	0,075	5,01	(1,412; 1,595)
		02	1,65	0,075	4,53	(1,555; 1,745)
		03	1,73	0,065	3,74	(1,649; 1,806)

Observa-se na tabela 5.13 que o coeficiente de variação no ensaio de f_{t28} (SP2), não ultrapassou 7%.

Tabela 5.14 – Comparação estatística das médias do ensaio de f_{t28} (SP2) (Tukey)

Concreto		traço	$\bar{x}$	$\bar{x}_c - \bar{x}_{at}$	dms	resultado
A R G I L A	Controle	01	4,56	3,56	0,323	diferentes
	Altas temperaturas	01	1,00			
	Controle	02	4,34	3,04	0,262	diferentes
	Altas temperaturas	02	1,30			
	Controle	03	4,23	2,83	0,272	diferentes
	Altas temperaturas	03	1,40			
B R I T A	Controle	01	7,74	6,24	0,160	diferentes
	Altas temperaturas	01	1,50			
	Controle	02	7,40	5,75	0,264	diferentes
	Altas temperaturas	02	1,65			
	Controle	03	7,04	5,31	0,135	diferentes
	Altas temperaturas	03	1,73			

Observa-se pelo teste de Tukey, na tabela 5.14, que as médias comparadas são estatisticamente diferentes ao nível de significância de 95%.

b3) f_{t63} (SP2)

Figura 5.17 – Resistência à tração (f_{t63} com SP2)

Figura 5.18 – Decréscimo percentual da f_{t63} (SP2)

Observa-se na figura 5.18 que o decréscimo do percentual de resistência à tração por compressão axial do concreto com argila expandida foi inferior ao do concreto com brita para os três traços estudados. Nota-se também que quando se aumenta a relação agregado/cimento (do traço 01 para o traço 03), o decréscimo no percentual também diminui para ambos os agregados.

Segue-se nas tabelas 5.15 e 5.16, as análises estatísticas para a f_{63} (SP2).

Tabela 5.15 – Análise estatística dos cps do ensaio de f_{63} (SP2)

Concreto		traço	$\bar{x}$	s	CV (%)	IC 95%
A R G I L A	Controle	01	4,79	0,162	3,37	(4,584; 4,991)
		02	4,48	0,072	1,60	(4,392; 4,575)
		03	4,33	0,046	1,07	(4,278; 4,389)
	Altas temperaturas	01	1,02	0,059	5,82	(0,943; 1,092)
		02	1,13	0,048	4,26	(1,066; 1,189)
		03	1,29	0,069	5,36	(1,200; 1,371)
B R I T A	Controle	01	8,37	0,088	1,06	(8,254; 8,478)
		02	7,80	0,049	0,63	(7,739; 7,868)
		03	7,48	0,386	5,16	(7,004; 7,964)
	Altas temperaturas	01	1,52	0,047	3,12	(1,461; 1,574)
		02	1,61	0,072	4,44	(1,523; 1,700)
		03	1,70	0,043	2,54	(1,652; 1,755)

Observa-se na tabela 5.15 que o coeficiente de variação no ensaio de f_{63} (SP2), não ultrapassou 6%.

Tabela 5.16 – Comparação estatística das médias do ensaio de f_{63} (SP2) (Tukey)

Concreto		traço	$\bar{x}$	$\bar{x}_c - \bar{x}_{at}$	dms	resultado
A R G I L A	Controle	01	4,79	3,77	0,180	diferentes
	Altas temperaturas	01	1,02			
	Controle	02	4,48	3,35	0,092	diferentes
	Altas temperaturas	02	1,13			
	Controle	03	4,33	3,04	0,084	diferentes
	Altas temperaturas	03	1,29			
B R I T A	Controle	01	8,37	6,85	0,104	diferentes
	Altas temperaturas	01	1,52			
	Controle	02	7,80	6,19	0,091	diferentes
	Altas temperaturas	02	1,61			
	Controle	03	7,48	5,78	0,401	diferentes
	Altas temperaturas	03	1,70			

Observa-se pelo teste de Tukey, na tabela 5.18, que as médias comparadas são estatisticamente diferentes ao nível de significância de 95%.

Na figura 5.19 pode-se observar a influência da alta temperatura ao longo da idade dos concretos na resistência à tração por compressão diametral.

Figura 5.19 – Influência da idade no decréscimo da f_t (SP2) após submetido a altas temperaturas

Observa-se que para todos os concretos estudados, o decréscimo na resistência à tração por compressão diametral tende a aumentar com relação à idade.

c) Módulo de deformação

São apresentados os resultados obtidos do ensaio de módulo de deformação (E), nos gráficos de módulo de deformação e decréscimo percentual de E, para os corpos-de-prova (cps) de concreto utilizando o superplastificante SP2 (Glenium), e

nas idades de 28 e 63 dias. Apresenta-se o E_{28} (SP2) e E_{63} (SP2), para os dois tipos de agregados (brita e argila expandida) quando submetidos à ação das altas temperaturas e dos corpos-de-prova de controle para os traços 01, 02 e 03*.

c1) E_{28} (SP2)

Figura 5.20 – Módulo de deformação (E_{28} com SP2)

Figura 5.21 – Decréscimo percentual da E_{28} (SP2)

* Os valores apresentados do módulo de deformação correspondem ao $E_{\text{corrigido}}$ (devido à deformação do prato superior da prensa hidráulica). Os módulos lidos inicialmente são apresentados no Anexo A nas tabelas A9 e A10 e os valores corrigidos nas tabelas A11 e A12.

Observa-se na figura 5.21 que o decréscimo do percentual do módulo de deformação do concreto com argila expandida foi inferior ao do concreto com brita para os três traços estudados. Nota-se também que quando se aumenta a relação agregado/cimento (do traço 01 para o traço 03), o decréscimo no percentual também diminui para ambos os agregados. Segue-se nas tabelas 5.17 e 5.18, as análises estatísticas para o módulo de deformação corrigido E_{28} (SP2), cujos valores são apresentados no anexo A (tabela A11).

Tabela 5.17 – Análise estatística dos cps do ensaio de E_{28} (SP2) corrigido

Concreto		traço	$\bar{x}$	s	CV (%)	IC 95%
A R G I L A	Controle	01	19,4	0,918	4,73	(18,26; 20,54)
		02	16,4	2,016	12,31	(13,86; 18,87)
		03	15,0	0,677	4,51	(14,16; 15,84)
	Altas temperaturas	01	6,4	0,673	10,51	(5,563; 7,237)
		02	5,6	0,398	7,06	(5,139; 6,125)
		03	6,1	0,257	4,23	(5,741; 6,383)
B R I T A	Controle	01	22,6	1,898	8,39	(20,27; 24,99)
		02	20,3	1,151	5,67	(18,87; 21,73)
		03	19,4	2,886	14,90	(15,79; 22,95)
	Altas temperaturas	01	5,4	0,630	11,67	(4,617; 6,183)
		02	5,2	0,190	3,63	(4,999; 5,468)
		03	5,8	0,274	4,72	(5,456; 6,140)

Observa-se na tabela 5.17 que o coeficiente de variação no ensaio de E_{28} (SP2), não ultrapassou 15%.

Tabela 5.18 – Comparação estatística das médias do ensaio de E_{28} (SP2) (Tukey)

Concreto		traço	$\bar{x}$	$\bar{x}_c - \bar{x}_{at}$	dms	resultado
A R G I L A	Controle	01	19,4	13,0	1,174	diferentes
	Altas temperaturas	01	6,4			
	Controle	02	16,4	10,8	2,116	diferentes
	Altas temperaturas	02	5,6			
	Controle	03	15,0	8,9	0,750	diferentes
	Altas temperaturas	03	6,1			
B R I T A	Controle	01	22,6	17,2	2,064	diferentes
	Altas temperaturas	01	5,4			
	Controle	02	20,3	15,1	1,203	diferentes
	Altas temperaturas	02	5,2			
	Controle	03	19,4	13,8	2,987	diferentes
	Altas temperaturas	03	5,8			

Observa-se pelo teste de Tukey, na tabela 5.18, que as médias comparadas são estatisticamente diferentes ao nível de significância de 95%.

c2) E_{63} (SP2)

Figura 5.22 – Módulo de deformação (E_{63} com SP2)

Figura 5.23 – Decréscimo percentual da E_{63} (SP2)

Observa-se na figura 5.23 que o decréscimo do percentual do módulo de deformação do concreto com argila expandida foi inferior ao do concreto com brita para os três traços estudados. Nota-se também que quando se aumenta a relação agregado/cimento (do traço 01 para o traço 03), o decréscimo no percentual também diminui para ambos os agregados. Segue-se nas tabelas 5.19 e 5.20, as análises estatísticas para o módulo de deformação corrigido E_{63} (SP2), cujos valores são apresentados no anexo A (tabela A12).

Tabela 5.19 – Análise estatística dos cps do ensaio de E_{63} (SP2) corrigido

Concreto		traço	$\bar{x}$	s	$CV (\%)$	$IC\ 95\%$
A R G I L A	Controle	01	20,0	0,721	3,60	(19,13; 20,93)
		02	17,5	1,149	6,56	(16,07; 18,93)
		03	16,0	0,817	5,10	(14,98; 17,02)
	Altas temperaturas	01	5,5	0,749	13,70	(4,536; 6,396)
		02	5,5	0,514	9,34	(4,861; 6,139)
		03	6,2	0,589	9,56	(5,437; 6,899)
B R I T A	Controle	01	23,8	2,755	11,57	(20,38; 27,23)
		02	22,6	1,957	8,67	(20,13; 24,99)
		03	20,7	1,830	8,85	(18,40; 22,94)
	Altas temperaturas	01	4,1	0,560	13,66	(3,404; 4,796)
		02	4,0	0,247	6,23	(3,661; 4,271)
		03	5,5	0,431	7,89	(4,928; 6,004)

Observa-se na tabela 5.19 que o coeficiente de variação no ensaio de E_{63} (SP2), não ultrapassou 14%.

Tabela 5.20 – Comparação estatística das médias do ensaio de E_{63} (SP2) (Tukey)

Concreto		traço	$\bar{x}$	$\bar{x}_c - \bar{x}_{at}$	dms	resultado
A R G I L A	Controle	01	20.0	14.5	1.072	diferentes
	Altas temperaturas	01	5.5			
	Controle	02	17.5	12.0	1.298	diferentes
	Altas temperaturas	02	5.5			
	Controle	03	16.0	9.8	1.040	diferentes
	Altas temperaturas	03	6.2			
B R I T A	Controle	01	23.8	19.7	2.900	diferentes
	Altas temperaturas	01	4.1			
	Controle	02	22.6	18.6	2.035	diferentes
	Altas temperaturas	02	4.0			
	Controle	03	20.7	15.2	1.938	diferentes
	Altas temperaturas	03	5.5			

Observa-se pelo teste de Tukey, na tabela 5.20, que as médias comparadas são estatisticamente diferentes ao nível de significância de 95%.

Na figura 5.24 pode-se observar a influência da alta temperatura ao longo da idade dos concretos no módulo de deformação.

Figura 5.24 – Influência da idade no decréscimo do E (SP2) após submetido a altas temperaturas

Observa-se que para todos os concretos estudados, o decréscimo no módulo de deformação tende a aumentar com relação à idade.

A tabela 5.23 apresenta os valores dos módulos de deformação lidos durante o ensaio. A leitura da deformação foi realizada com relógios comparadores em contato com o prato inferior da prensa sendo procedidas posteriormente as correções nas leituras iniciais em função das deformações que ocorrem no prato superior durante a execução do ensaio. Também apresenta-se nas tabelas 5.21 e 5.22 os

valores dos ensaios de resistência à compressão e resistência à tração por compressão diametral respectivamente.

Tabela 5.21 – Resultados do ensaio de resistência à compressão

Concreto		traço	$f_{c7}(SP1)$ (MPa)	$f_{c150}(SP1)$ (MPa)	$f_{c7}(SP2)$ (MPa)	$f_{c28}(SP2)$ (MPa)	$f_{c63}(SP2)$ (MPa)
A R G I L A	Controle	01	38,2	43,2	52,0	52,5	53,8
		02	33,2	40,1	45,1	47,8	49,7
		03	31,6	34,4	43,6	46,6	48,0
	Altas temperaturas	01	6,7	7,0	16,3	16,1	15,3
		02	6,8	7,5	15,2	15,3	14,4
		03	7,7	7,9	15,8	16,3	14,7
B R I T A	Controle	01	62,2	72,1	93,4	99,0	105,0
		02	52,6	69,8	83,4	95,1	99,0
		03	45,1	60,7	75,5	91,5	95,5
	Altas temperaturas	01	6,4	6,9	24,1	24,7	24,6
		02	6,7	7,8	21,8	23,5	22,8
		03	7,6	7,7	20,0	22,4	21,6

Tabela 5.22 – Resultados do ensaio de resistência à tração por compressão diametral

Concreto		traço	$f_{t150}(SP1)$ (MPa)	$f_{t28}(SP2)$ (MPa)	$f_{t63}(SP2)$ (MPa)
A R G I L A	Controle	01	3,33	4,56	4,79
		02	3,20	4,34	4,48
		03	2,80	4,23	4,33
	Altas temperaturas	01	0,58	1,00	1,02
		02	0,71	1,30	1,13
		03	0,76	1,40	1,29
B R I T A	Controle	01	5,14	7,74	8,37
		02	4,99	7,40	7,80
		03	4,88	7,04	7,48
	Altas temperaturas	01	0,59	1,50	1,52
		02	0,75	1,65	1,61
		03	0,75	1,73	1,70

Tabela 5.23 – Resultados do ensaio do módulo de deformação

Concreto		traço	leitura inicial		leitura corrigida	
			E ₂₈ (SP2) (GPa)	E ₆₃ (SP2) (GPa)	E ₂₈ (SP2) (GPa)	E ₆₃ (SP2) (GPa)
A R G I L A	Controle	01	11,6	12,0	19,3	20,0
		02	9,8	10,5	16,3	17,5
		03	9,0	9,6	15,0	16,0
	Altas temperaturas	01	3,8	3,3	6,3	5,5
		02	3,4	3,3	5,7	5,5
		03	3,6	3,7	6,0	6,2
B R I T A	Controle	01	13,6	14,3	22,7	23,8
		02	12,2	13,5	20,3	22,5
		03	11,6	12,4	19,3	20,7
	Altas temperaturas	01	3,2	2,5	5,3	4,2
		02	3,1	2,4	5,2	4,0
		03	3,5	3,3	5,8	5,5

As equações 1 e 2 apresentam as relações entre módulo de deformação (E), resistência à compressão (f_c) e massa específica (γ) dados pelo NS 3473 (Norwegian Concrete Code) e ACI 318 (American Concrete Institute) para os concretos leves de alto desempenho.

$$E = 9500 \cdot f_c^{0,3} \cdot (\gamma/2400)^{1,5} \text{ [MPa]} \quad \text{NS 3473} \quad (1)$$

$$E = 0,043 \cdot \gamma^{1,5} \cdot f_c^{0,5} \text{ [MPa]} \quad \text{ACI 318} \quad (2)$$

Na tabela 5.24 são apresentados os valores dos módulos de deformação calculados e os valores obtidos experimentalmente (NBR 8522) para efeito de comparação.

Tabela 5.24 – Valores do módulo de deformação para o CLAD aos 28 dias

Traço	Resistência à compressão 28 dias (MPa)	Massa específica (kg/m ³)	Módulo de deformação (GPa)		
			Experimental	Teórico	
			E _{corrigido}	NS 3473	ACI 318
1	52,5	1712	19,4	18,8	22,0
2	47,8	1609	16,4	16,6	19,1
3	46,6	1505	15,0	14,9	17,1

A equação 3 apresenta a relação entre módulo de deformação (E) e resistência à compressão (f_c) dado pelo CEB 1995 para os concretos de alto desempenho.

$$E = 10 \cdot (f_c + 8)^{1/8} \quad \text{CEB} \quad (3)$$

Na tabela 5.25 são apresentados os valores dos módulos de deformação calculados e os valores obtidos experimentalmente (NBR 8522) para efeito de comparação.

Tabela 5.25 – Valores do módulo de deformação para o CAD aos 28 dias

Traço	Resistência à compressão 28 dias (MPa)	Módulo de deformação (GPa)	
		Experimental	Teórico
		$E_{\text{corrigido}}$	CEB
1	99,0	22,7	17,9
2	95,1	20,3	17,8
3	91,5	19,3	17,7

As curvas tensão-deformação são apresentadas no anexo D.

d) Massa específica seca, fator de eficiência, índice de vazios e absorção de água por imersão

Apresenta-se na tabela 5.26, os valores obtidos nos ensaio de massa específica seca, índice de vazios e absorção de água por imersão para os corpos-de-prova de controle, utilizando os dois superplastificantes SP1 e SP2, tanto para aqueles constituídos por argila expandida quanto por brita basáltica.

Tabela 5.26– Massa específica seca, índice de vazios e absorção de água por imersão

SP	Agregado	traço	γ_s (kg/m ³)	IV (%)	AAI (%)
SP1	Argila expandida	01	1,587	15,5	9,8
		02	1,465	16,1	11,0
		03	1,424	16,8	11,8
	Brita basáltica	01	2,194	16,6	7,6
		02	2,233	17,2	7,7
		03	2,208	18,7	8,5
SP2	Argila expandida	01	1,712	3,4	2,0
		02	1,609	3,9	2,4
		03	1,505	5,7	3,8
	Brita basáltica	01	2,480	4,4	1,8
		02	2,459	5,7	2,3
		03	2,452	6,7	2,7

A tabela 5.27 apresenta os fatores de eficiência dos concretos leves constituídos por argila expandida, nos três traços estudados e utilizando-se os dois superplastificantes (SP1 e SP2), verificando-se assim, segundo SPITZNER (1994) – mencionado na revisão bibliográfica – que os concretos em estudo são classificados como concretos leves de alto desempenho (CLAD).

Tabela 5.27 – Fator de eficiência

SP	Agregado	traço	γ_s (kg/dm ³)	f_c (MPa)	FE (Mpa.dm ³ /kg)
SP1	Argila expandida	01	1,587	43,2	27,22
		02	1,465	40,1	27,37
		03	1,424	34,4	24,16
SP2	Argila expandida	01	1,712	52,0	30,37
		02	1,609	45,1	28,03
		03	1,505	43,6	28,97

Nas figuras 5.25 e 5.26 são apresentados de forma comparativa, os índices de vazios e a absorção de água por imersão dos concretos estudados, dando-se ênfase nos dois superplastificantes utilizados.

Figura 5.25 – Índice de vazios

Figura 5.26 – Absorção de água por imersão

Observa-se na figura 5.25, que os índices de vazios para os concretos com SP1 tiveram um valor superior àqueles constituídos com o SP2. Tal observação também é notada nos valores de absorção de água por imersão, apresentada na figura 5.26.

e) Microscopia ótica

Para realizar-se a microscopia ótica do concreto, escolheu-se ao acaso, um corpo-de-prova constituído por argila expandida e um por brita basáltica, antes (controle) e depois de sujeitos à ação de altas temperaturas, ambos de traço 03 e aditivo superplastificante SP2.

As microfotografias dos corpos-de-prova de concreto estão ilustradas nas figuras de 5.27 a 5.30.

Figura 5.27 – Corpos-de-prova com concretos de controle constituídos por argila expandida
 (a) aumento 50 x
 (b) aumento 100 x
 (c) aumento 200 x

(a)

(b)

(c)

Figura 5.28 – Corpos-de-prova de concreto constituídos por argila expandida submetidos a altas temperaturas

(a) aumento 200 x

(b) aumento 200 x

(c) aumento 100 x

(a)

(b)

(c)

Figura 5.29 – Corpos-de-prova com concretos de controle constituídos por brita basáltica

(a) aumento 50 x

(b) aumento 200 x

(c) aumento 200 x

Figura 5.30 – Corpos-de-prova de concreto constituídos por brita basáltica submetidos a altas temperaturas

(a) aumento 100 x

(b) aumento 100 x

(c) aumento 100 x

Nota:

1 – argila expandida

2 – pasta de cimento

3 – ZTI

4 – fissuras

5 – brita basáltica

6 – quartzo

Observou-se que para ambos os concretos, aquele constituído por agregado leve de argila expandida, como àquele de brita basáltica, apresentaram fissuras na pasta de cimento, quando submetidos à ação de altas temperaturas.

CAPÍTULO 6 – CONCLUSÕES

Inicialmente, cabe proceder uma análise do coeficiente de variação dos ensaios mecânicos realizados (resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de deformação), cujos resultados obtidos sempre foram inferiores a 15%. De acordo com TORRENT (1978), pode-se afirmar a normalidade dos dados experimentais quando este parâmetro situa-se abaixo de 25%, concluindo-se daí que os resultados dos ensaios foram representativos.

A partir destas condições, pode-se aplicar o método de comparação de médias - teste de Tukey (vide anexo B), verificando-se que os valores obtidos para os corpos-de-prova de controle e aqueles submetidos a altas temperaturas são representados por médias estatisticamente diferentes a 95% de significância. Com esse resultado, pode-se concluir que houve influência da alta temperatura na resistência mecânica, tanto para os concretos leves de alto desempenho (CLAD), constituídos por agregados leves de argila expandida, quanto para o concreto de alto desempenho (CAD), constituído por brita basáltica.

O valor médio do decréscimo nos ensaios de resistência à compressão foi de 80,3% para o CAD. Tal valor condiz com a bibliografia consultada, e de acordo com CHAN et al. (1999), CASTILLO & DURANI (1990) e DIEDERICHS et al. (1988), varia de 70 a 80%.

Nos ensaios de resistência à tração por compressão diametral, o valor médio do decréscimo para o CAD foi de 81,1%, e segundo CHAN et al. (1999) esses valores variam de 75 a 80%.

Nos ensaios de módulo de deformação, o valor médio do decréscimo para o CAD foi de 76,5% e os valores encontrados na bibliografia, segundo CASTILLO & DURANI (1990) e DIEDERICHS (1988) variam de 80 a 95%.

A partir dos ensaios realizados, observou-se que a idade dos corpos-de-prova interfere nos resultados obtidos após o seu respectivo tratamento térmico. Ocorre um decréscimo da resistência mecânica tanto maior quanto se afasta da data de moldagem (tanto para o CAD quanto para o CLAD), fenômeno também observado no CLAD, por HAMMER (1995), nas idades entre 90 e 150 dias. Tais decréscimos são justificáveis pois o volume de poros capilares diminui com o passar do tempo em decorrência das reações de hidratação. Considerando que os poros capilares são os principais responsáveis pela porosidade da pasta de cimento endurecida, a diminuição de seu volume tende a incrementar as pressões internas sob o efeito da alta temperatura.

Pela análise dos traços dos concretos, observou-se que para todos os CLADs, o decréscimo percentual da resistência mecânica, após sujeitos a altas temperaturas, está diretamente ligado com a relação agregado/cimento, ou seja, quanto maior o seu valor, menor o decréscimo na resistência mecânica. Tal comportamento não foi observado para todos os CADs.

Comparando-se os agregados utilizados para a produção dos concretos, observou-se que o decréscimo percentual da resistência mecânica foi sempre superior para o CAD (constituído por brita basáltica) relativamente ao CLAD (composto por argila expandida), comprovando assim, segundo SULLIVAN & SHANSHAR (1992)

e KHOURY (1992), que o tipo de agregado é um importante fator na resistência residual do concreto quando exposto a altas temperaturas. LINDGARD & HAMMER (1995) também observaram um menor decréscimo percentual na resistência à compressão para o CLAD comparativamente ao CAD, quando expostos a altas temperaturas. Tal fato pode ser justificado, segundo HERTZ (1991), pelo baixo coeficiente de dilatação térmica do agregado leve.

Em alguns corpos-de-prova de concreto (tanto para o CAD quanto para o CLAD) ambos constituídos pelo aditivo superplastificante Gleniun, para os traços 1 e 2, apresentaram comportamento explosivo quando submetidos à alta temperatura. Observou-se que para esses concretos os índices de vazios foram baixos comparativamente com concretos constituídos pelo aditivo superplastificante 2221. Esse comportamento explosivo é explicado por PHAN et al. (2000), os quais afirmam que quando o CAD é submetido a altas temperaturas, devido à sua baixa permeabilidade, ocorre uma limitação ao escape do vapor de água, ocasionando um acúmulo de pressão de vapor e conseqüentemente resultando a explosão.

No ensaio de microscopia ótica, as microfotografias revelam que nos concretos submetidos à ação de altas temperaturas houve a ocorrência de fissuras em sua estrutura. BENTZ (2000) considera que isso decorre em razão das diferentes dilatações térmicas entre o agregado, que se expande, e a pasta de cimento, que depois de certa expansão inicial, se contrai devido não só à perda de umidade como também da água de constituição dos hidróxidos, comprometendo a resistência mecânica dos concretos.

Nos corpos-de-prova submetidos à ação de altas temperaturas observou-se que no ensaio de termogravimetria não ocorreu o pico por volta de 450°C, na DTG. Isso é explicado em razão de que a água de constituição do Ca(OH)_2 , foi removida

devido ao aquecimento, resultando em CaO, e por esse motivo os corpos-de-prova que foram submetidos a altas temperaturas, não apresentaram o pico na DTG, na faixa entre 440 a 500 °C.

Analisando-se o desempenho dos concretos sob o ponto de vista estrutural, ou seja, sua resistência à compressão axial, pode-se estabelecer uma condição bastante favorável para o CLAD, em relação ao CAD. Tomando-se por exemplo uma resistência f_c ao redor de 45 MPa, utilizada em grande parte das construções, atualmente, o decréscimo da resistência do CLAD^{*(1)} situa-se por volta de 66%, enquanto que no CAD^{*(2)} esse valor chega a 83%.

Embora para esta resistência o custo do CLAD seja superior ao do CAD, em função do seu maior consumo de cimento, e da utilização de aditivos superplastificantes mais eficientes, e conseqüentemente mais caros, a relação benefício x custo mostra-se vantajosa em favor do CLAD, comparativamente ao CAD.

Como conclusão final, em face dos ensaios realizados, pode-se comprovar a viabilidade do uso do CLAD como um material alternativo na construção civil, comparativamente ao CAD, sob à ação de altas temperaturas.

---

*⁽¹⁾ CLAD com f_{c7} , traço 1 e SP2

*⁽²⁾ CAD com f_{c7} , traço 2 e SP1

CAPÍTULO 7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI COMMITTEE 226. (1987). *Silica fume in concrete*. ACI Materials Journal, v.84, n.02, p.158-166.
- ABRAMS, M. S. (1971). Compressive Strength of Concrete at Temperatures to 1600 F. American Concrete Institute (ACI) SP 25, Temperature and Concrete, Detroit, Michigan.
- AÏTCIN, P. C. (2000). Concreto de Alto Desempenho. São Paulo, PINI. p.590-594.
- ALMEIDA, I.R. (1996). *Estudos e pesquisas sobre concreto de elevado desempenho realizados no Brasil*. . International Congress on high performance concrete, and performance and quality of concrete structures. Florianópolis, June, p.82-93.
- ANDERBERG, Y. (1997). Spalling Phenomena of HCP and OC. International Workshop on Fire Performance of High-Strength Concrete, NIST, Gaithersburg, MD, February 13-14. Proceedings, p. 69-73.
- ARMELIN, H. S. (1994). *Alta resistência com argila expandida*. Revista Ibracon. Ano IV, n.9, p.42-47, ago/set.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1974). NBR 5739 - *Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1982). NBR 7222 - *Argamassas de concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1982). NBR 7251 - *Agregado em estado solto: determinação da massa unitária*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1983). NBR 8522 - *Concreto - Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão deformação*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1986). NBR 9778 - *Argamassa e concretos endurecidos - determinação da absorção de água por imersão - índice de vazios e massa específica*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1987). NBR 7217 - *Determinação da composição granulométrica dos agregados*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1987). NBR 9776 - *Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1987). NBR 9937 - *Determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1991). NBR 5733 - *Cimento Portland de alta resistência inicial*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1991). NBR 7215 - *Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão*. Rio de Janeiro.
- BENTZ, D.P. (2000). Fibers, Percolation, and Spalling of High-Performance Concrete. *ACI Materials Journal*. May-June, v.97, n.3, p.351-559.
- BREITENBÜCHER, I.R. (1998). Developments and applications of high-performance concrete. *Materials and Structures*. Vol.31, April, p.209-215.
- CAMARINI G., BATTAGIN A. F., CINCOTTO M. (1996). *A cura térmica: características do início de hidratação dos cimentos com escória*. In 4º Congresso Brasileiro de Cimento, São Paulo.

- CÁNOVAS M. F.(1988). *Patologia e Terapia do Concreto Armado*, p.173-181.
- CASTILLO & DURANI. (1990). Effect of transient high temperature on high-strength concrete. *ACI Materials Journal* (American Concrete Institute). V.87, n.1, Jan-Feb, p.47-53.
- CHAN S. Y. N., LUO X., SUN W. (2000). *Effect of high temperature and cooling regimes on the compressive strength and pore properties of high performance concrete*. *Construction and Building Materials*, 14, p.261-266.
- CHAN Y.N., LUO X., SUN W. (2000). *Compressive strength and pore structure of high-performance concrete after expose to high temperature up to 800 °C*. *Cement and Concrete Research*, 30, p.247-251.
- CHAN Y.N., PENG G.F., ANSON M. (1999). *Residual strength and pore structure of high-strength concrete and normal strength concrete after expose to high temperatures*. *Cement and Concrete Composites*, 21, p.23-27.
- COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION (CEN). (1993). *Design of composite steeland concrete structures*. Part 1-2: general rules- structural fire design.
- COUTINHO A. S. (1973). *Fabrico e propriedades do betão*. LNEC - Lisboa - Portugal. p.22-23.
- DIEDERICHS U, JUMPPANEN U. M., PENTTALA V. (1988). *Material Properties of High Strength Concrete at elevated temperatures*. IABSE 13th Congress, Helsinki, June.
- FOSTER, S. W. (1994). *High performance concrete stretching the paradigm..* *Concrete International*, v.16, n.10, p.33-34.
- FURUMURA F., ABE T., SHINOHARA Y. (1995). *Mechanical properties of high temperatures*. *Proceedings of the Fourth Weimar Workshop on High Performance Concrete: Material Properties and Design*, Weimar, Germany, October 4th and 5th, p.237-254.

- GRATTAN-BELLEW P.E. (1996). *Microstructural investigation of deteriorated Portland cement concretes*. Construction and Building Materials, v.10,n.1, p.3-16.
- HAMMER, T. A. (1995). High-strength concrete phase 3, Compressive Strength and E-modulus at Elevated Temperatures. SP6 Fire Resistance, Report 6.1, SINTEF Structures and Concrete, STF 70 A95023, February.
- HERTZ, K. (1984). Heat induced explosion of dense concretes. Report n. 166, Institute of Building Design, Technical University of Denmark.
- HERTZ, K. (1991). Danish investigations on silica fume concretes at elevated temperatures. Proceedings, ACI, Spring Convention, Boston, MA, March 17-21.
- HOLM, T. A. & BREMER, T. W. (1994). *High strength lightweight aggregate concrete*. In: SHAH, S. P.; AHMAD, S. H. ed. High performance concrete: properties and applications. New York, McGraw-Hill. Cap. 10, p.341-374.
- KHOURY G. A. (1992). *Compressive Strength of Concrete at High Temperatures: a reassessment*. Magazine of Concrete Research, 44, n.161, p.291-309.
- LINDGARD & HAMMER. (1995). *Fire resistance of structural lightweight aggregate concrete – a literature survey with focus on spalling..* p.1-14.
- LUO X., SUN W., CHAN S. Y. N. (2000). *Effect of heating and cooling regimes on residual strength and microstructure of normal strength and high-performance concrete*. Cement and Concrete Research, 30, p.379-383.
- MEHTA P. K., MONTEIRO P. J. M. (1994). *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. São Paulo, PINI.
- MORAIS J. A. (2001). *Estudo de microconcretos leves de alto desempenho para pré fabricados de pequena espessura*. São Carlos. 234 p. Dissertação (Mestrado)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- MORITA T., SAITO H., KUMAGAI H. (1992). *Residual mechanical properties of high strength concrete members exposed to high temperature-Part 1. Test on*

material properties. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Nigata.

NEVILLE, A. M. (1997). *Propriedades do concreto*. São Paulo, PINI. p.389-390.

NOUMOWE A. N., CLASTES P., DEBICKI G., COSTAZ J. (1996). *Thermal stresses and water vapor pressure of high performance concrete at high temperatures*. 4th International Symposium on utilization of high-strength/high-performance concrete.

PHAN L. T. & CARINO N. J. (1998). *Review of mechanical properties of HSC at elevated temperature*. Journal of Materials in Civil Engineering, p.58-64.

PHAN L. T., LAWSON J. R., DAVIS F. L. (2000). *Heating, spalling characteristics and residual properties of high performance concrete*. Fifteenth Meeting of the UJNR Panel on fire research and safety. v.2. p.389-398.

PURKISS, J.A. (2000). High-strength concrete and fire. Concrete, March, p.49-50.

ROSTÁSY F. S., WEIB R., WIEDEMANN G. (1980). *Changes of pore structure of cement mortar due to temperature*. Cement and Concrete Research, v.10, p.157-164.

SAAD M., ABO-EL-ENEIN S. A., HANNA G. B., KOTKATA M. F. (1996). *Effect of silica fume on the phase composition and microstructure of thermally treated concrete*. Cement and Concrete Research, v.26, n.10, p. 1479-1484.

SANTOS P. S. (1975), *Tecnologia de Argilas*, v.2, 438-440.

SCHNEIDER U. (1983). *Concrete at high temperatures – A general review*. Fire Safety Journal, The Netherlands, p.55-68.

SHUGUANG H., YUE L. (1999). *Research on the hydration, hardening mechanism, and microstructure of high performance expansive concrete*. Cement and Concrete Research, 29, p.1013-1017.

- SPITZNER, J. (1994). *High strength LWA concrete..* In: High Strength Concrete (RILEM – Cap II Aggregates) apud ARMELIN et al. (1994). Alta resistência com argila expandida. Revista Ibracon, ano IV, n.9, ago/set.
- SULLIVAN P. J. E., SHARSHAR R. (1992). *Performance of concrete at elevated temperatures (as measured by the reduction in compressive strength.* Fire Technology, v.28, n.3, p.240-250.
- TORRENT R. I. (1978). *The log-normal distribution: a better fitness for the results of mechanical testing of materials.* Matériaux et Constructions. v.11, n.64, p.235-45, juil/aout.
- WASSERMAN, R. & BENTUR, A. (1996). *Interfacial interactions in lightweight aggregate concretes and their influence on the concrete strength.* Cement and Concrete Composite, v.18, n.1, p.67-76.

ANEXOS

Neste capítulo são apresentados os anexos A, que relata os resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de deformação e B que descreve os passos da análise estatística utilizando o Método de Tukey.

ANEXO A

Resultados obtidos

São apresentados a seguir os resultados dos ensaios de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de deformação.

a) Resistência à compressão

No ensaio de resistência à compressão (f_c) são apresentados os resultados obtidos, nas tabelas de A1 a A5, para os corpos-de-prova (CP) de concreto (CR) utilizando os dois tipos de superplastificantes SP1 (2221) e SP2 (Glenium), e nas idades de 7, 28, 63 e 150 dias. Apresenta-se a f_{c7} (SP1), f_{c150} (SP1), f_{c7} (SP2), f_{c28} (SP2), f_{c63} (SP2), para os dois tipos de agregados (brita e argila expandida) quando submetidos à ação das altas temperaturas (AT) e dos corpos-de-prova de controle (C) para os traços (T) 01, 02 e 03.

Tabela A1 – f_{c7} (SP1)

CR		T	f _c (MPa)									
			CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	CP6	CP7	CP8	CP9	CP10
ARRIGILTA	C	01	36,0	36,5	36,7	37,2	37,5	38,5	39,5	40,0	40,0	40,2
		02	31,2	31,4	31,7	32,2	33,0	33,2	34,2	34,5	35,0	35,9
		03	29,4	29,9	30,0	31,0	31,5	31,7	32,5	33,0	33,6	33,8
	AT	01	6,2	6,3	6,5	6,5	6,7	6,7	6,7	6,8	7,0	7,1
		02	6,4	6,5	6,5	6,7	6,8	7,0	7,1	7,1	7,1	7,2
		03	7,4	7,5	7,5	7,5	7,5	7,8	7,8	7,9	8,0	8,0
BRITTA	C	01	59,5	59,7	60,0	60,7	62,4	62,4	63,4	64,4	64,4	64,9
		02	49,5	50,0	50,0	52,0	52,5	52,5	54,5	54,5	55,0	55,5
		03	43,5	43,7	44,0	44,5	44,7	45,0	45,0	46,0	47,0	47,2
	AT	01	6,0	6,1	6,2	6,2	6,2	6,5	6,5	6,6	6,7	6,9
		02	6,3	6,4	6,5	6,6	6,6	6,6	6,7	6,9	7,0	7,1
		03	7,2	7,3	7,5	7,5	7,5	7,5	7,6	7,7	7,8	7,9

Tabela A2 – f_{c150} (SP1)

CR		T	f _c (MPa)									
			CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	CP6	CP7	CP8	CP9	CP10
ARRIGILTA	C	01	40,0	40,2	42,5	43,0	43,7	44,2	44,5	44,5	44,7	45,0
		02	38,5	38,5	39,5	39,5	39,7	40,0	40,5	40,7	41,5	42,3
		03	33,2	33,7	34,0	34,0	34,5	34,7	34,7	35,0	35,2	35,5
	AT	01	6,5	6,6	6,7	6,7	6,8	6,9	7,0	7,2	7,4	7,5
		02	7,1	7,4	7,4	7,5	7,5	7,6	7,6	7,6	7,8	7,8
		03	7,6	7,7	7,8	7,9	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0	8,1
BRITTA	C	01	67,7	68,9	69,9	70,9	71,9	72,7	73,4	74,4	74,9	75,9
		02	65,2	68,7	69,2	69,4	69,9	70,4	70,7	71,2	71,4	71,9
		03	59,0	59,7	60,0	60,2	60,5	60,5	60,7	61,4	62,2	62,9
	AT	01	6,6	6,8	6,8	6,8	6,9	7,0	7,0	7,1	7,1	7,1
		02	7,3	7,4	7,6	7,7	7,7	7,8	8,0	8,1	8,2	8,4
		03	7,1	7,4	7,5	7,5	7,5	7,9	7,9	8,0	8,0	8,3

Tabela A3 – f_{c7} (SP2)

CR		T	f _c (MPa)									
			CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	CP6	CP7	CP8	CP9	CP10
ARRIGILA	C	01	50,0	50,7	51,2	51,2	51,5	51,7	52,0	52,0	54,7	55,0
		02	43,5	43,5	43,7	44,0	44,2	44,5	44,5	46,0	48,7	48,7
		03	41,6	41,7	42,0	42,7	43,2	43,2	43,7	45,0	45,5	47,0
	A T	01	15,5	15,5	15,6	16,2	16,4	16,5	16,6	16,6	16,7	16,7
		02	14,7	15,0	15,1	15,1	15,2	15,2	15,3	15,3	15,4	15,4
		03	15,4	15,6	15,6	15,7	15,7	15,9	15,9	15,9	16,0	16,1
BRITA	C	01	89,3	89,6	89,9	90,2	91,4	93,2	94,2	95,9	99,9	100,0
		02	79,7	79,9	79,9	82,7	83,4	83,7	83,9	85,2	86,4	88,7
		03	72,4	73,2	73,9	74,2	74,4	74,9	76,2	76,9	78,7	79,9
	A T	01	23,8	23,9	23,9	24,0	24,0	24,1	24,1	24,1	24,2	24,2
		02	21,0	21,4	21,4	21,7	21,9	21,9	22,1	22,1	22,2	22,2
		03	18,7	19,0	19,0	20,0	20,0	20,0	20,1	20,7	21,0	21,2

Tabela A4 – f_{c28} (SP2)

CR		T	f _c (MPa)									
			CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	CP6	CP7	CP8	CP9	CP10
ARRIGILA	C	01	48,5	49,2	50,0	50,7	53,0	53,5	53,7	54,5	56,0	56,5
		02	45,0	45,7	46,0	46,5	46,7	47,8	49,0	49,5	50,7	51,0
		03	45,0	45,2	45,7	46,2	46,5	47,0	47,2	47,2	48,0	48,5
	A T	01	15,5	15,6	15,7	15,7	16,0	16,0	16,1	16,5	17,1	17,2
		02	14,7	15,1	15,1	15,2	15,3	15,3	15,4	15,4	15,5	15,7
		03	15,7	15,9	15,9	16,0	16,1	16,2	16,5	16,6	16,9	16,9
BRITA	C	01	94,0	94,2	94,4	95,9	97,9	98,7	102,1	103,8	104,4	105,0
		02	89,4	89,9	89,9	92,4	95,9	97,4	97,7	98,7	99,9	100,2
		03	87,4	88,7	88,9	89,9	90,9	91,4	91,7	92,9	94,9	97,9
	A T	01	23,0	23,7	24,0	24,2	24,7	25,0	25,5	25,5	25,7	26,1
		02	22,4	22,9	23,1	23,2	23,5	23,6	23,7	24,0	24,0	24,2
		03	21,1	21,7	21,9	22,0	22,2	22,3	22,6	22,8	23,7	24,0

Tabela A5 – f_{c63} (SP2)

CR		T	f _c (MPa)									
			CP1	CP2	CP3	CP4	CP5	CP6	CP7	CP8	CP9	CP10
ARGILA	C	01	50,5	50,7	52,5	53,0	53,2	53,5	54,2	55,7	57,0	57,5
		02	47,0	47,5	47,5	48,5	48,7	49,0	50,5	52,0	52,7	53,5
		03	45,2	46,0	47,0	47,5	48,0	48,0	48,0	49,0	50,0	51,2
	A	01	14,6	14,6	14,7	14,7	14,8	15,5	15,7	15,9	16,0	16,1
		02	13,5	13,7	13,9	14,2	14,2	14,3	14,6	14,7	15,0	15,4
		03	13,6	14,3	14,5	14,5	14,6	14,7	14,9	14,9	15,1	15,2
BRITA	C	01	98,5	98,7	99,4	101,4	106,8	107,2	107,4	107,9	110,0	112,2
		02	94,4	94,9	97,9	98,7	98,7	98,9	100,2	100,2	100,9	104,9
		03	92,4	92,7	93,4	94,4	94,9	95,2	96,4	97,4	97,9	99,9
	A	01	22,7	22,9	23,6	24,1	24,4	24,9	25,0	26,0	26,1	26,6
		02	21,8	22,0	22,2	22,4	22,5	22,6	23,2	23,5	23,6	23,9
		03	21,0	21,2	21,4	21,6	21,6	21,7	21,9	21,9	22,0	22,1

b) Resistência à tração por compressão diametral

No ensaio de resistência à tração por compressão diametral (f_t) são apresentados os resultados obtidos, nas tabelas de A6 a A8, para os corpos-de-prova (CP) de concreto utilizando os dois tipos de superplastificantes SP1 (2221) e SP2 (Glenium), e nas idades de 28, 63 e 150 dias. Apresenta-se a f_{t150} (SP1), f_{t28} (SP2), f_{t63} (SP2), para os dois tipos de agregados (brita e argila expandida) quando submetidos à ação das altas temperaturas e dos corpos-de-prova de controle para os traços (T) 01, 02 e 03.

Tabela A6 – f_{t150} (SP1)

Concreto		Traço	f_t (MPa)				
			CP1	CP2	CP3	CP4	CP5
A R G I L A	Controle	01	3,18	3,28	3,30	3,38	3,52
		02	3,12	3,15	3,18	3,25	3,30
		03	2,68	2,75	2,77	2,87	2,95
	Altas Temperaturas	01	0,54	0,56	0,59	0,60	0,62
		02	0,69	0,69	0,70	0,71	0,75
		03	0,75	0,75	0,75	0,76	0,77
B R I T A	Controle	01	4,75	4,97	5,31	5,32	5,37
		02	4,74	4,93	4,99	5,12	5,18
		03	4,68	4,74	4,87	4,93	5,17
	Altas Temperaturas	01	0,56	0,56	0,59	0,60	0,62
		02	0,75	0,75	0,75	0,75	0,76
		03	0,72	0,75	0,76	0,77	0,77

Tabela A7 – f_{t28} (SP2)

Concreto		Traço	f_t (MPa)				
			CP1	CP2	CP3	CP4	CP5
A R G I L A	Controle	01	4,20	4,40	4,45	4,88	4,90
		02	4,00	4,18	4,46	4,50	4,56
		03	4,00	4,00	4,18	4,46	4,53
	Altas Temperaturas	01	0,93	1,01	1,01	1,03	1,04
		02	1,20	1,22	1,34	1,34	1,40
		03	1,32	1,34	1,36	1,47	1,50
B R I T A	Controle	01	7,55	7,69	7,74	7,80	7,92
		02	7,18	7,24	7,34	7,43	7,80
		03	6,87	6,99	7,09	7,12	7,15
	Altas Temperaturas	01	1,42	1,47	1,50	1,51	1,62
		02	1,56	1,59	1,66	1,69	1,75
		03	1,81	1,74	1,70	1,75	1,64

Tabela A8 – f_{i63} (SP2)

Concreto		Traço	f_i (MPa)				
			CP1	CP2	CP3	CP4	CP5
A R G I L A	Controle	01	4,62	4,68	4,74	4,87	5,03
		02	4,37	4,46	4,50	4,53	4,56
		03	4,28	4,31	4,34	4,34	4,40
	Altas Temperaturas	01	0,96	0,97	1,00	1,06	1,10
		02	1,06	1,11	1,12	1,16	1,19
		03	1,22	1,24	1,25	1,35	1,37
B R I T A	Controle	01	8,24	8,30	8,43	8,43	8,43
		02	7,74	7,77	7,80	7,84	7,87
		03	6,90	7,37	7,49	7,79	7,87
	Altas Temperaturas	01	1,47	1,50	1,50	1,53	1,59
		02	1,50	1,60	1,62	1,65	1,69
		03	1,64	1,69	1,72	1,72	1,75

c) Módulo de deformação

No ensaio de módulo de deformação (E) são apresentados os resultados obtidos, nas tabelas A9 e A10, para os corpos-de-prova (CP) de concreto utilizando o superplastificante SP2 (Gleniun), nas idades de 28, 63 dias. Apresenta-se a E_{28} (SP2), E_{63} (SP2), para os dois tipos de agregados (brita e argila expandida) quando submetidos à ação das altas temperaturas e dos corpos-de-prova de controle para os traços (T) 01, 02 e 03.

Tabela A9 – Valores lidos inicialmente do E₂₈ (SP2)

Concreto		Traço	E (GPa)				
			CP1	CP2	CP3	CP4	CP5
A R G I L A	Controle	01	11,6	11,4	11,7	11,0	12,5
		02	8,2	9,2	9,9	10,4	11,4
		03	9,2	8,9	8,4	9,5	9,0
	Altas Temperaturas	01	4,1	4,2	4,0	3,2	3,7
		02	3,5	3,0	3,5	3,3	3,6
		03	3,9	3,7	3,5	3,5	3,6
B R I T A	Controle	01	13,4	12,1	15,3	13,5	13,6
		02	13,3	12,3	11,5	12,0	11,8
		03	12,5	13,9	11,8	10,4	9,5
	Altas Temperaturas	01	3,2	3,1	3,0	3,9	3,0
		02	3,2	3,1	3,3	3,1	3,0
		03	3,2	3,5	3,6	3,5	3,6

Tabela A10 – Valores lidos inicialmente do E₆₃ (SP2)

Concreto		Traço	E (GPa)				
			CP1	CP2	CP3	CP4	CP5
A R G I L A	Controle	01	12,4	11,7	12,5	11,5	12,0
		02	10,7	9,4	11,1	11,0	10,3
		03	9,5	10,1	9,3	9,0	10,1
	Altas Temperaturas	01	3,5	3,9	2,9	3,3	2,8
		02	3,0	3,7	3,5	3,0	3,3
		03	3,7	3,3	3,4	4,1	4,0
B R I T A	Controle	01	16,3	12,3	15,2	14,7	12,9
		02	14,5	12,7	12,1	13,5	14,9
		03	14,0	12,5	11,0	12,6	11,9
	Altas Temperaturas	01	3,0	2,5	2,1	2,4	2,3
		02	2,6	2,2	2,3	2,4	2,4
		03	3,2	3,3	3,0	3,2	3,7

Tabela A11 – Valores corrigidos do E_{28} (SP2)

Concreto		Traço	E (GPa)				
			CP1	CP2	CP3	CP4	CP5
A R G I L A	Controle	01	19,3	19,0	19,5	18,3	20,8
		02	13,7	15,3	16,5	17,3	19,0
		03	15,3	14,8	14,0	15,8	15,0
	Altas Temperaturas	01	6,8	7,0	6,7	5,3	6,2
		02	5,8	5,0	5,8	5,5	6,0
		03	6,4	6,2	5,8	5,8	6,0
B R I T A	Controle	01	22,3	20,2	25,5	22,5	22,7
		02	22,2	20,5	19,2	20,0	19,7
		03	20,8	23,2	19,7	17,3	15,8
	Altas Temperaturas	01	5,3	5,2	5,0	6,5	5,0
		02	5,3	5,2	5,5	5,2	5,0
		03	5,3	5,8	6,0	5,8	6,0

Tabela A12 – Valores corrigidos do E_{63} (SP2)

Concreto		Traço	E (GPa)				
			CP1	CP2	CP3	CP4	CP5
A R G I L A	Controle	01	20,7	19,5	20,8	19,2	20,0
		02	17,8	15,7	18,5	18,3	17,2
		03	15,8	16,8	15,5	15,0	16,8
	Altas Temperaturas	01	5,8	6,5	4,8	5,5	4,7
		02	5,0	6,2	5,8	5,0	5,5
		03	6,2	5,5	5,7	6,8	6,7
B R I T A	Controle	01	27,2	20,5	25,3	24,5	21,5
		02	24,1	21,2	20,2	22,5	24,8
		03	23,3	20,8	18,3	21,0	19,8
	Altas Temperaturas	01	5,0	4,2	3,5	4,0	3,8
		02	4,3	3,7	3,8	4,0	4,0
		03	5,3	5,5	5,0	5,3	6,2

ANEXO B

Método de Tukey

No caso de comparações múltiplas entre amostras de tamanhos iguais, o procedimento mais eficiente parece ser o proposto por Tukey, que utiliza valores críticos da amplitude studentizada, que denota-se por q (valores críticos de q são tabelados no caso de população normal); Para efeito da aplicação do método de Tukey, os valores tabelados da amplitude studentizada são utilizados conforme descrito a seguir.

Para obter o valor da diferença mínima significativa (dms) pelo teste de Tukey, basta calcular:

$$dms = q \sqrt{QMR/r}$$

onde:

- q é o valor tabelado ao nível de significância estabelecido,
- QMR é o quadrado médio do resíduo da análise de variância e
- r é o número de repetições de cada um dos tratamentos.

O valor do QMR é determinado por meio de uma análise de variância, seguindo-se os seguintes passos:

a) graus de liberdade:

de tratamento: $k-1$

do total: $n-1$

do resíduo: $n-k$

Onde :

k – tratamentos

r – repetições de um mesmo tratamento

n – número total de repetições

b) o valor de C

O valor de C , dado pelo total geral elevado ao quadrado e dividido pelo número de observações. O valor C é conhecido como correção:

$$C = \frac{(\sum y)^2}{n}$$

c) soma de quadrados total (SQT):

$$SQT = \sum y^2 - C$$

d) soma dos quadrados de tratamentos (SQT_r):

$$SQT_r = \frac{\sum T^2}{r} - C$$

Onde, T_i é a soma dos valores da i -ésima amostra

e) soma do quadrado de resíduo (SQR):

$$SQR = SQT - SQT_r$$

f) quadrado médio de tratamentos (QMT_r):

$$QMT_r = \frac{SQT_r}{k - 1}$$

g) quadrado médio de resíduo (*QMR*):

$$QMR = \frac{SQR}{n - k}$$

Depois de encontrar o valor do dms, utilizando os passos anteriores, deve-se compará-lo ao valor absoluto da diferença das médias analisadas.

$$|\bar{x}_1 - \bar{x}_2|$$

Quando o valor absoluto da diferença entre duas médias é igual ou superior ao dms, as médias são consideradas estatisticamente diferentes, ao nível de significância estabelecido.

ANEXO C

Ensaio de Termogravimetria (TG/DTG)

Para realizar-se o ensaio de termogravimetria, escolheu-se ao acaso, um corpo-de-prova constituído por brita basáltica, antes (controle) e depois de submetido à ação de altas temperaturas, para os traços 01 e 03 e superplastificantes SP1 e SP2.

Nota-se que esse ensaio é uma particularidade, não realizou-se ensaios comparativos com os concretos constituídos por argila expandida. O objetivo desse ensaio foi analisar qual o comportamento da pasta de cimento antes e depois da ação das altas temperaturas, utilizando-se a variação da perda de massa proposta por CAMARINI et al. (1996).

Apresenta-se um resumo na tabela C1 os valores dos resultados do ensaio de TG para as amostras.

Tabela C1 – Resumo dos resultados de TG

Perda de massa (%) nos intervalos de temperatura							
Concretos com brita	Até 80°C	80 a 440°C	440 a 500°C	Total*	Grau de hidratação (%)	Proporções relativas	
	H ₂ O livre	H ₂ O de OPH	H ₂ O de CH			% OPH	%CH
1(SP1) c	2,50	12,00	1,80	13,80	69	87,0	13,0
1(SP2) c	0,80	7,70	0,50	8,20	41	93,9	6,1
1(SP1) at	0,50	2,00	0,30	2,30	11,5	87,0	13,0
1(SP2) at	0,23	0,87	0,15	1,02	5,1	85,3	14,7
3(SP1) c	1,30	10,70	1,11	11,81	59,1	90,6	9,4
3(SP2) c	1,20	8,36	0,67	9,03	45,1	92,6	7,4
3(SP1) at	0,42	2,68	0,34	3,02	15,1	88,7	11,3
3(SP2) at	0,29	1,42	0,25	1,67	8,3	85,0	15,0

Nota:

c – controle

at – submetido a altas temperaturas

OPH – Outros produtos hidratados, inclusive o CSH

CH – Hidróxido de cálcio ou Portlandita

Obs.: * soma de OPH e CH

Grau de hidratação = [(OPH+CH)/20].100

Até 80°C = água livre

80°C a 440°C = água dos aluminatos, silicatos e sulfoaluminatos (outros hidratados)

440°C a 500°C = água da Portlandita

Observa-se que a porcentagem de OPH dos corpos-de-prova de controle do SP1 é inferior ao do SP2 para ambos os traços (1 e 3), ao contrário do que ocorre na porcentagem relativa de CH, cujo valor do SP1 é superior.

Quando os corpos-de-prova são submetidos a altas temperaturas (800°C), ocorre uma inversão nesses valores, ou seja, a porcentagem relativa de OPH é superior com o uso de SP1 do que com o SP2, para ambos os traços (1 e 3), em contrapartida há uma inversão quando compara-se a porcentagem relativa de CH.

Nota-se um aumento da porcentagem relativa de OPH do traço 1 (SP1) comparativamente ao traço 3 (SP1) independentemente se o corpo-de-prova foi ou

não submetido à ação de altas temperaturas, havendo uma inversão quando se trata da porcentagem relativa de CH.

Contrariamente, ocorre um decréscimo da porcentagem relativa de OPH do traço 1 (SP2) comparativamente ao traço 3 (SP2), independentemente se o corpo-de-prova foi ou não sujeito à ação de altas temperaturas, ocorrendo a inversão quando denota-se a porcentagem relativa de CH.

Observa-se que a porcentagem do grau de hidratação sempre foi superior quando se usa o SP1, independente do traço ou da ação da alta temperatura.

A porcentagem do grau de hidratação aumenta quando o traço 1 é comparado com o traço 3, exceto para o corpo-de-prova de controle do traço 1 com SP1.

Nas figuras de C1 a C8 apresenta-se os resultados dos ensaios de termogravimetria. Também são apresentados a derivada da curva de perda de massa das amostras (DTG). Tal disposição visa permitir uma melhor visualização e entendimento dos fenômenos ocorridos em várias faixas de temperaturas.

Analisando-se a DTG dos ensaios, observa-se que para os corpos-de-prova de controle existem 3 picos característicos que variam aproximadamente entre 100-120, 450 e 700 °C.

Já para a curva da DTG dos corpos-de-prova que foram submetidos a altas temperaturas existem 2 picos característicos que variam de 100-120 e de 670-720°C.

Figura C1 – Curvas de TG e DTG (brita controle – traço 01 – SP1)

Figura C2 – Curvas de TG e DTG (brita controle – traço 01 – SP2)

Figura C3 – Curvas de TG e DTG (brita sob altas temperaturas – traço 01 – SP1)

Figura C4 – Curvas de TG e DTG (brita sob altas temperaturas – traço 01 – SP2)

Figura C5 – Curvas de TG e DTG (brita controle – traço 03 – SP1)

Figura C6 – Curvas de TG e DTG (brita controle – traço 03 – SP2)

Figura C7 – Curvas de TG e DTG (brita sob altas temperaturas – traço 03 – SP1)

Figura C8 – Curvas de TG e DTG (brita sob altas temperaturas – traço 03 – SP2)

ANEXO D

Curvas tensão-deformação

São apresentadas nas figuras de D1 a D12 as curvas de tensão deformação dos CLADs e CADs antes e depois da ação das altas temperaturas.

Figura D1 – Curva tensão deformação dos concretos constituídos por brita basáltica traço 1 antes e depois da ação de altas temperaturas aos 28 dias

E 63 - traço 1

Figura D2 – Curva tensão deformação dos concretos constituídos por brita basáltica traço 1 antes e depois da ação de altas temperaturas aos 63 dias

E 28 - traço 01

Figura D3 – Curva tensão deformação dos concretos constituídos por argila expandida traço 1 antes e depois da ação de altas temperaturas aos 28 dias

Figura D6 – Curva tensão deformação dos concretos constituídos por brita basáltica traço 2 antes e depois da ação de altas temperaturas aos 63 dias

Figura D7 – Curva tensão deformação dos concretos constituídos por argila expandida traço 2 antes e depois da ação de altas temperaturas aos 28 dias

E 63 - traço 2

Figura D8 – Curva tensão deformação dos concretos constituídos por argila expandida traço 2 antes e depois da ação de altas temperaturas aos 63 dias

E 28 - traço 3

Figura D9 – Curva tensão deformação dos concretos constituídos por brita basáltica traço 3 antes e depois da ação de altas temperaturas aos 28 dias

Figura D10 – Curva tensão deformação dos concretos constituídos por brita basáltica traço 3 antes e depois da ação de altas temperaturas aos 63 dias

Figura D11 – Curva tensão deformação dos concretos constituídos por argila expandida traço 3 antes e depois da ação de altas temperaturas aos 28 dias

E 63 - traço 3

Figura D12 – Curva tensão deformação dos concretos constituídos por argila expandida traço 3 antes e depois da ação de altas temperaturas aos 63 dias