



COPPE/UFRJ

**CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA A ALTAS TEMPERATURAS DE
CONCRETOS REFRACTÁRIOS REFORÇADOS COM FIBRAS DE AÇO**

Vanessa Gentil de Oliveira Almeida

Dissertação de Mestrado apresentada ao
Programa de Pós-graduação em Engenharia
Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio
de Janeiro, como parte dos requisitos necessários
à obtenção do título de Mestre em Engenharia
Civil.

Orientadores: Romildo Dias Toledo Filho

Luiz Fernando Lomba Rosa

Rio de Janeiro

Maio de 2009

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA A ALTAS TEMPERATURAS DE
CONCRETOS REFRAATÓRIOS REFORÇADOS COM FIBRAS DE AÇO

Vanessa Gentil de Oliveira Almeida

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA
(COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE
EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

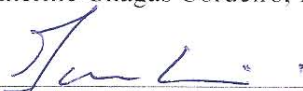
Aprovada por:



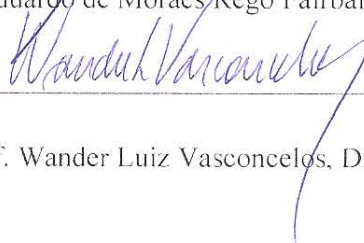
Prof. Romildo Dias Toledo Filho, D.Sc.



Prof. Guilherme Chagas Cordeiro, D.Sc.



Prof. Eduardo de Moraes Rego Fairbairn, Dr. Ing.



Prof. Wander Luiz Vasconcelos, Dr. Ing.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MAIO DE 2009

Almeida, Vanessa Gentil de Oliveira

Caracterização física e mecânica a altas temperaturas de concretos refratários reforçados com fibras de aço/ Vanessa Gentil de Oliveira Almeida. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2009.

XXI, p.: 133, il.; 29,7 cm.

Orientadores: Romildo Dias Toledo Filho

Luiz Fernando Lomba Rosa

Dissertação (Mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2009.

Referências Bibliográficas: p. 108-113.

1. Concreto refratário, 2. Altas temperaturas. I. Toledo Filho, Romildo Dias *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por mais uma conquista, por me tornar uma pessoa forte nos momentos mais difíceis.

Aos meus pais, Antônio e Rose, pela atenção, carinho e pelo incentivo nunca deixando que eu desistisse dessa caminhada.

Ao meu noivo Mychell, maior incentivador e companheiro. Sua presença mesmo estando longe me trouxe a confiança e a paz necessária para realizar este trabalho.

Aos meus tios Isa e Luiz e aos meus primos, que me acolheram de forma carinhosa no Rio de Janeiro e se tornaram pais e irmãos em meu coração. Obrigada sempre pela força.

Ao professor Romildo Toledo, pela confiança, paciência e dedicação ao longo desse trabalho.

Ao professor Luiz Fernando, que teve uma participação essencial em minha dissertação.

Aos demais professores do Programa de Engenharia Civil (PEC) que estiveram sempre prontos para ajudar: Robertinho, Taborda, Fernandão e Dudu.

Aos técnicos e funcionários do Laboratório de Estruturas (LABEST): Júlio, Flávio, Clodoaldo, Alexandro, Anísio, Rosangela, Sandra, Luzidele e Amanda.

Ao técnico João, do Laboratório de Metalurgia da COPPE/UFRJ, por sempre mostrar-se prestativo.

A amiga Vanessa Rodrigues, pela amizade e cumplicidade nas alegrias e tristezas compartilhadas durante esses dois anos.

Aos amigos que aqui fiz, que serão lembrados sempre com muito carinho especial Rosana, Tamara, Flávia, Luciene, Jessick, Aline, Ábia, Ana, Hector, Aldo, Aloísio, Nelson, agradeço ao companheirismo, apoio e amizade. Ter conhecido vocês amenizou a saudade de casa.

Aos amigos do Laboratório COPPE/UFRJ: Cíntia e João, pelo ensinamento, pela

paciência e atenção nas análises dos meus resultados, obrigada pelas dúvidas tiradas. A Ederli e Maria Rita, que tanto me ajudaram no desenvolvimento do meu trabalho. Agradeço também a Reila, Vivian, Margareth, Guilherme Cordeiro, Silvosio, Thaís e Livia.

Ao CNPq, pelo apoio financeiro.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA A ALTAS TEMPERATURAS DE CONCRETOS REFRATÁRIOS REFORÇADOS COM FIBRAS DE AÇO

Vanessa Gentil de Oliveira Almeida

Maio/2009

Orientadores: Romildo Dias Toledo Filho

Luiz Fernando Lomba Rosa

Programa: Engenharia Civil

Em refinarias de petróleo, alguns elementos de aço, como *risers* e regeneradores, são revestidos com concreto refratário. Após um determinado período, é necessário interromper o funcionamento da refinaria para se substituir o material refratário, devido aos danos observados no mesmo, decorrentes de cargas termo-mecânicas e ataques químicos. Esse trabalho consiste na caracterização experimental de concretos refratários densos reforçados com fibra de aço, visando melhorar suas propriedades físicas e mecânicas, e, conseqüentemente, aumentar sua vida útil. Foram produzidos quatro tipos de concreto, sendo três deles reforçados com fibra de aço, nos teores de 0,60, 1,20 e 1,80%, em volume, e um concreto de referência, sem reforço fibroso. Os concretos foram secos em estufa, a 110°C, e, em seguida, foram queimados a 600°C. Realizaram-se, então, ensaios físicos (massa específica e porosidade aparentes, resistência a erosão e choque térmico) e mecânicos (compressão e flexão) a temperatura ambiente para determinação das propriedades residuais, e a quente (110 e 600°C). Adicionalmente, algumas amostras do concreto sem fibra foram queimadas a 1000 e 1300°C, para verificação de seu comportamento antes e após a formação de ligações cerâmicas. Os resultados indicaram que a adição de fibra de aço proporcionou benefícios à resistência a compressão, à resistência a flexão e à tenacidade dos concretos, em todas as situações de ensaio. Verificou-se também que a exposição a alta temperatura (600°C) reduziu a resistência dos concretos.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

PHYSICAL AND MECHANICAL CHARACTERIZATION AT HIGH
TEMPERATURES OF STEEL FIBER REINFORCED REFRACTORY CONCRETES

Vanessa Gentil de Oliveira Almeida

March/2009

Advisors: Romildo Dias Toledo Filho

Luiz Fernando Lomba Rosa

Department: Civil Engineering

In a petroleum refinery, some steel elements, such as risers and regenerators, are lined with refractory concrete. After a certain time, it is necessary to interrupt the refinery operation for replacing the refractory material, due to damages observed in this material, caused by thermo-mechanical loadings and chemical attack. This study deals with the experimental characterization of dense refractory concretes reinforced with steel fiber, aiming to improve their physical and mechanical properties, and, consequently, increase their lifetime. Four types of concrete were produced, three of which reinforced with steel fiber, in volume contents of 0.60, 1.20 and 1.80%, and a non-reinforced concrete, used as reference. The concretes were dried at 110°C in a oven. Physical (apparent density and porosity, erosion resistance and thermal shocking) and mechanical (compression and bending) tests were conducted at ambient temperature for determining the residual properties, and at high temperatures (110 and 600°C). Additionally, some concrete specimens were fired at 1000 and 1300°C in order to verify their behavior before and after the formation of ceramic bonds. The results indicated that the steel fiber addition increased the compressive strength, the flexural strength and toughness of the concrete, for all tests conditions. It was also observed that the exposure to high temperatures (600°C) decreased the strength of the concretes.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Motivação e objetivo da pesquisa.....	1
1.2	Estrutura da dissertação	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1	Conceito de concreto refratário	6
2.1.1	Estado da arte.....	6
2.1.2	Tipos de cimento	8
2.1.2.1	Cimento de aluminato de cálcio	9
2.1.2.1.1	<i>Processo de hidratação e conversão</i>	12
2.1.3	Tipos de agregados	15
2.1.4	Processos de cura, secagem e queima	18
2.1.5	Propriedades	20
2.1.5.1	Densidade e porosidade	20
2.1.5.2	Resistência à erosão.....	20
2.1.5.3	Resistência ao choque térmico	21
2.1.5.4	Resistência à compressão	23
2.1.5.5	Resistência à flexão	25
2.2	Uso de fibra como reforço na matriz.....	26
2.2.1	Concreto refratário com fibra de aço.....	27

3	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	30
3.1	Caracterização dos materiais	32
3.1.1	Concreto refratário.....	32
3.1.2	Fibra de aço inoxidável.....	33
3.2	Composição das misturas	36
3.3	Produção do concreto	37
3.4	Concreto no estado fresco.....	38
3.5	Moldagem e adensamento	39
3.6	Processos de cura, secagem e queima	40
3.7	Concreto no estado endurecido	44
3.7.1.1	Resistência à compressão	44
3.7.1.1.1	<i>Módulo de Elasticidade</i>	48
3.7.1.2	Resistência à flexão	49
3.7.1.2.1	<i>Índice de tenacidade</i>	51
3.7.2	Ensaio físico	53
3.7.2.1	Massa específica e Porosidade aparente.....	53
3.7.2.2	Resistência à erosão.....	55
3.7.2.3	Resistência ao choque térmico	58
4	ANÁLISE DE RESULTADOS.....	61
4.1	Propriedades no estado fresco	61
4.1.1	Índice de consistência.....	61

4.2	Propriedades no estado endurecido	62
4.2.1	Ensaaios mecânicos	62
4.2.1.1	Resistência à compressão	62
4.2.2	Resistência à flexão	75
4.2.3	Ensaaios físicos	89
4.2.3.1	Massa específica e Porosidade aparente	89
4.2.3.2	Resistência à erosão	91
4.2.3.3	Resistência ao choque térmico	94
5	CONCLUSÕES	104
5.1	Sugestões para futuras pesquisas	106
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	108
	<i>Anexo A</i>	114
	<i>Anexo B</i>	118
	<i>Anexo C</i>	122
	<i>Anexo D</i>	124
	<i>Anexo E</i>	126
	<i>Anexo F</i>	129

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Refinaria de petróleo (indústria petroquímica): a) REDUC: Refinaria em Duque de Caxias-RJ e b) Revestimento de riser utilizando concreto refratário.	2
Figura 2.1: Diagrama de fase para o sistema binário $\text{Al}_2\text{O}_3\text{-CaO}$ (GARCIA, 2007) baseado em (PARKER, 1982 e BUHR, 2004).	10
Figura 2.2: Reações de hidratação mais comuns para cimentos de aluminato de cálcio (LEE, 2001 <i>apud</i> GARCIA <i>et al.</i> , 2007).	13
Figura 2.3: Micrografia das fases hexagonal e cúbica do cimento de aluminato de cálcio (NEVILLE, 1997 <i>apud</i> ANDION <i>et al.</i> , 2001).	15
Figura 2.4: Módulo de ruptura de concretos refratários com alto teor de alumina, queimados sob diversas temperaturas, e ensaiados a quente e a frio (WYGANT e BULKLEY, 1954 <i>apud</i> BAZANT <i>et al.</i> , 1996).	26
Figura 3.1: Curva granulométrica do concreto refratário (CEKAST-60).	33
Figura 3.2: Fibra de aço inoxidável usada.	34
Figura 3.3: Ensaio para determinação da resistência à tração da fibra de aço utilizada.	34
Figura 3.4: Gráfico Carga <i>versus</i> Deslocamento das fibras de aço, provenientes do ensaio de tração direta.	36
Figura 3.5: Misturador planetário.	37
Figura 3.6: Processo de produção do concreto refratário: a) homogeneização do concreto, b) mistura após a adição da água e c) mistura após a colocação das fibras de aço.	38
Figura 3.7: Ensaio em mesa de consistência padrão: a) colocação da 1ª camada de concreto, b) preenchimento das três camadas de concreto e c) retirada do cone para obtenção dos índices de consistência.	39
Figura 3.8: Processo de moldagem: a) preparação dos moldes e b) preenchimento dos	

moldes com o concreto refratário.	40
Figura 3.9: Câmara úmida.	41
Figura 3.10: Estufa com circulação de ar.	41
Figura 3.11: Rampa de aquecimento para o processo de secagem do concreto refratário.	42
Figura 3.12: Mufla utilizada para queima das amostras.	43
Figura 3.13: Rampa de aquecimento do processo de queima do concreto refratário a 600 e 1000°C.	43
Figura 3.14: Ensaio de compressão: a) configuração para ensaio de compressão a temperatura ambiente e b) leitura de deslocamento por meio de LVDT's.....	45
Figura 3.15: Montagem do forno para o ensaio de compressão a temperatura de 110°C.	46
Figura 3.16: Processo de carotagem: a) máquina para carotagem, b) furadeira radial, c) corpo-de-prova antes do faceamento e d) amostras prontas para serem ensaiadas.	47
Figura 3.17: Configuração para ensaio de compressão a 600°C, com amostras de diâmetro 25 mm e comprimento 50 mm, e preparação do forno na prensa.	48
Figura 3.18: Prensa SHIMADZU para ensaios de resistência à flexão.....	49
Figura 3.19: Leitura do deslocamento (deflexão) através de LVDT no ensaio a flexão.	50
Figura 3.20: Preparação do forno para o ensaio a temperatura de 600°C.....	51
Figura 3.21: Detalhe do controle do deslocamento para ensaio sob alta temperatura (LVDT interno).	51
Figura 3.22: Curva carga <i>versus</i> deslocamento para determinação do fator de tenacidade (FT), segundo critérios da norma japonesa JSCE-SF4 (1983).	52
Figura 3.23: Ensaio de massa específica: a) pesagem da amostra seca, b) aquecimento da água, c) saturação da amostra por 2 horas, d) pesagem submersa e e) pesagem da	

amostra saturada.	55
Figura 3.24: Ensaio de erosão: a) equipamento utilizado (erosímetro), b) colocação da amostra dentro da câmara, c) imersão do carbetto de silício, d) entrada do carbetto através do ejetor e e) amostra ensaiada.....	57
Figura 3.25: Ensaio de choque térmico: a) equipamento utilizado, b) amostra aquecida, c) resfriamento da amostra, d) leitura das fissuras com fissurômetro e e) medida da abertura das fissuras.	60
Figura 4.1: Medidas de espalhamento do concreto refratário.	62
Figura 4.2: Curvas típicas tensão <i>versus</i> deformação, de todos os concretos, na situação EA.....	63
Figura 4.3: Curvas típicas tensão <i>versus</i> deformação de todos os concretos, na situação Q600-EA.....	64
Figura 4.4: Curva típica tensão <i>versus</i> deformação de todos os concretos, na situação E110.....	64
Figura 4.5: Curva típica tensão <i>versus</i> deformação de todos os concretos, na situação E600.....	65
Figura 4.6: Comparação das resistências à compressão para as diversas situações de ensaio.....	71
Figura 4.7 (a até d): corpos-de-prova do concreto CR1,80, em todas situações de ensaios (EA, Q600-EA, E110 e E600).	75
Figura 4.8: Gráfico Carga <i>versus</i> Deslocamento para as amostras de todos os concretos, na situação EA.....	76
Figura 4.9: Gráfico Carga <i>versus</i> Deslocamento para as amostras de todos os concretos, na situação Q600-EA.....	77
Figura 4.10: Gráfico Carga <i>versus</i> Deslocamento para as amostras de todos os concretos, na situação E110.....	77

Figura 4.11: Tensões de primeira fissura de cada concreto, para todas as situações de.	82
Figura 4.12: Resistência à flexão de cada concreto, para todas as situações de ensaio.	83
Figura 4.13: Amostras ensaiadas na situação EA.....	87
Figura 4.14: Amostras ensaiadas na situação Q600-EA.....	88
Figura 4.15: Amostras ensaiadas na situação E110.....	89
Figura 4.16: Amostras após ensaio de erosão.	93
Figura 4.17: Amostra para ensaio de choque térmico.	94
Figura 4.18: Gráfico abertura da fissura <i>versus</i> posição da fissura após o primeiro, o décimo e o vigésimo ciclos, para o concreto CR0.....	95
Figura 4.19: Gráfico abertura da fissura <i>versus</i> posição da fissura após o primeiro, o décimo e o vigésimo ciclos, para o concreto CR0,60.....	96
Figura 4.20: Gráfico abertura da fissura <i>versus</i> posição da fissura após o primeiro, o décimo e o vigésimo ciclos, para o concreto CR1,20.....	96
Figura 4.21: Gráfico abertura da fissura <i>versus</i> posição da fissura após o primeiro, o décimo e o vigésimo ciclos, para o concreto CR1,80.....	97
Figura 4.22: Comparação das médias das aberturas das fissuras: a) fissuras localizadas na região da extremidade dos corpos-de-prova e b) fissuras localizadas na região central dos corpos-de-prova.	98
Figura 4.23: Comparação das médias das larguras das fissuras de todos os tipos de concreto.	100
Figura 4.24: Corpos-de-prova de todos os tipos de concretos, após vinte ciclos de choque térmico.	102
Figura anexo A 1: Gráficos tensão <i>versus</i> deformação da situação EA:a) mistura matriz, b) mistura com 0,60% de fibra de aço, c) mistura com 1,20% de fibra de aço e d) mistura com 1,80% de fibra de aço.	115

Figura anexo A 2: Gráficos tensão <i>versus</i> deformação da situação Q600-EA: a) mistura matriz, b) mistura com 0,60% de fibra de aço, c) mistura com 1,20% de fibra de aço e d) mistura com 1,80% de fibra de aço.	116
Figura anexo A 3: Gráficos tensão <i>versus</i> deformação da situação E110: a) mistura matriz, b) mistura com 0,60% de fibra de aço, c) mistura com 1,20% de fibra de aço e d) mistura com 1,80% de fibra de aço.	116
Figura anexo A 4: Gráficos tensão <i>versus</i> deformação da situação E600: a) mistura matriz, b) mistura com 0,60% de fibra de aço, c) mistura com 1,20% de fibra de aço e d) mistura com 1,80% de fibra de aço.	117
Figura anexo B 1: Gráficos carga <i>versus</i> deslocamento da situação EA: a) mistura matriz, b) mistura com 0,60% de fibra de aço, c) mistura com 1,20% de fibra de aço e d) mistura com 1,80% de fibra de aço.	119
Figura anexo B 2: Gráficos carga <i>versus</i> deslocamento da situação Q600-EA: a) mistura matriz, b) mistura com 0,60% de fibra de aço, c) mistura com 1,20% de fibra de aço e d) mistura com 1,80% de fibra de aço.	120
Figura anexo B 3: Gráficos carga <i>versus</i> deslocamento da situação E110: a) mistura matriz, b) mistura com 0,60% de fibra de aço, c) mistura com 1,20% de fibra de aço e d) mistura com 1,80% de fibra de aço.	120
Figura anexo B 4: Gráficos carga <i>versus</i> deslocamento da situação E600: a) mistura matriz, b) mistura com 0,60% de fibra de aço, c) mistura com 1,20% de fibra de aço e d) mistura com 1,80% de fibra de aço.	121

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Características físicas e químicas do cimento de aluminato de cálcio (SCRIVENER, 1998).	11
Tabela 2.2: Composições refratárias com números máximos de ciclos de aquecimento e resfriamento admissíveis (BRANISKI, 1961 <i>apud</i> BAZANT <i>et al.</i> , 1996).	22
Tabela 3.1: Características químicas do concreto refratário (Fabricante: IKERA).....	32
Tabela 3.2: Características físicas e mecânicas do concreto refratário (Fabricante: IKERA).....	33
Tabela 3.3: Resultados de Resistência à Tração da fibra de aço utilizada (média e coeficiente de variação (%)).....	35
Tabela 3.4: Consumo (kg/m^3) dos materiais utilizados na produção das misturas do concreto.	37
Tabela 4.1: Resultados de Espalhamento.	61
Tabela 4.2: Resultados de Resistência à Compressão (média e coeficiente de variação (%)).....	66
Tabela 4.3: Resultados de Deformação de Pico e de Módulo de Elasticidade do ensaio a frio (EA) - (média e coeficiente de variação (%)).....	66
Tabela 4.4: Resultados de Deformação de Pico e de Módulo de Elasticidade do ensaio a frio (Q600-EA) - (média e coeficiente de variação (%)).....	66
Tabela 4.5: Resultados de Deformações de Pico e de Módulos de Elasticidades dos ensaios a quente (E110 e E600) - (média e coeficiente de variação (%)).....	67
Tabela 4.6: Resultados de FSC e da relação FCS/f_c (média e coeficiente de variação (%)).....	70
Tabela 4.7: Resultados de Resistência à Compressão e de Módulo de Elasticidade de amostras de concreto CR0 queimadas a 600, 1000 e 1300°C (média e coeficiente de	

variação(%)).	73
Tabela 4.8: Resultados de Resistência à Compressão do concreto CR0, em diversas situações de ensaio a quente (média e coeficiente de variação (%)).	74
Tabela 4.9: Resultados da Tensão de primeira fissura (média e coeficiente de variação (%)).	78
Tabela 4.10: Resultados de Deflexão de primeira fissura (média e coeficiente de variação (%)).	78
Tabela 4.11: Resultados de Resistência à Flexão (média e coeficiente de variação (%)).	79
Tabela 4.12: Resultados de Deflexão de Pico (média e coeficiente de variação (%)). ..	79
Tabela 4.13: Resultados de Resistência à Flexão do concreto CR0 em diferentes situações (média e coeficiente de variação (%)).	84
Tabela 4.14: Cálculo do fator de tenacidade até a deflexão de 1,20 mm, segundo a norma japonesa.	85
Tabela 4.15: Cálculo do fator de tenacidade até a deflexão de 1,60 mm, segundo a norma japonesa.	86
Tabela 4.16: Resultados de Massa Específica Aparente (média e coeficiente de variação (%)).	89
Tabela 4.17: Resultados de Porosidade Aparente (média e coeficiente de variação (%)).	90
Tabela 4.18: Resultados de Perda de Massa (média e coeficiente de variação (%)).....	92
Tabela anexo C 1: Peso seco, submerso e saturado das amostras no ensaio de massa específica aparente.	123
Tabela anexo D 1: Perda de massa referente ao ensaio de erosão.	125
Tabela anexo E 1: Abertura das fissuras com sua localização no corpo-de-prova no	

ensaio de choque térmico para as misturas matriz e com 0,60% de fibra de aço.	127
Tabela anexo E 2: Abertura das fissuras com sua localização no corpo-de-prova no ensaio de choque térmico para as misturas com 1,20 e 1,80% de fibra de aço.	128
Tabela anexo F 1: Parâmetros estatísticos utilizados na comparação dos resultados obtidos pelo ensaio de massa específica.	130
Tabela anexo F 2: Comparação das médias utilizando o teste de Tukey (massa específica).	130
Tabela anexo F 3: Comparação das médias utilizando o teste de Tukey (porosidade aparente).	130
Tabela anexo F 4: Parâmetros estatísticos utilizados na comparação dos resultados obtidos pelo ensaio de compressão axial na situação EA.	131
Tabela anexo F 5: Parâmetros estatísticos utilizados na comparação dos resultados obtidos pelo ensaio de compressão axial na situação Q600-EA.	131
Tabela anexo F 6: Parâmetros estatísticos utilizados na comparação dos resultados obtidos pelo ensaio de compressão axial na situação E110.	131
Tabela anexo F 7: Parâmetros estatísticos utilizados na comparação dos resultados obtidos pelo ensaio de compressão axial na situação E600.	131
Tabela anexo F 8: Comparação das médias utilizando o teste de Tukey (resistência a compressão – situação EA).	132
Tabela anexo F 9: Comparação das médias utilizando o teste de Tukey (resistência a compressão – situação Q600-EA).	132
Tabela anexo F 10: Comparação das médias utilizando o teste de Tukey (resistência a compressão – situação E110).	133
Tabela anexo F 11: Comparação das médias utilizando o teste de Tukey (resistência a compressão – situação E600).	133

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

UCCF – Unidade de Craqueamento Catalítico Fluido

REDUC – Refinaria de Petróleo de Duque de Caxias

CEKAST-60 – Concreto refratário aluminoso, classe 60% de Al_2O_3

Al – alumínio

Si – silício

Ca – cálcio

Mg - magnésio

CFL – Ciment Fondu Lafarge

$Ca(OH)_2$ – hidróxido de cálcio

Al_2O_3 – óxido de alumínio

$CaCO_3$ – carbonato de cálcio

CaO – óxido de cálcio

C_3S – silicato tricálcico

C_2S – silicato dicálcico

C_3A – aluminato tricálcico

HAC – high alumina cement

C_4AF – ferroaluminato tetracálcico

Fe_2O_3 – óxido de ferro

TiO_2 – óxido de titânio

A – área total exposta à erosão

R – raio do agregado

α – ângulo de impacto

L_f – largura da fibra

D_f – diâmetro da fibra

CR0 – concreto refratário denso sem fibra

CR0,60 - concreto refratário denso com 0,60% de fibra de aço

CR1,20 - concreto refratário denso com 1,20% de fibra de aço

CR1,80 - concreto refratário denso com 1,80% de fibra de aço

EA – amostras ensaiadas a temperatura ambiente

Q600-EA – amostras queimadas a 600°C e ensaiadas a temperatura ambiente

E110 – amostras ensaiadas a 110°C

E600 – amostras ensaiadas a 600°C

Q1000-EA – amostras queimadas a 1000°C e ensaiadas a temperatura ambiente

Q1000-E110 – amostras queimadas a 1000°C e ensaiadas a 110°C

Q1000-E600 - amostras queimadas a 1000°C e ensaiadas a 600°C

Q1300-EA – amostras queimadas a 1300°C e ensaiadas a temperatura ambiente

Q1300-E110 – amostras queimadas a 1300°C e ensaiadas a 110°C

Q1300-E600 - amostras queimadas a 1300°C e ensaiadas a 600°C

NBR – norma brasileira registrada

ASTM - American Society for Testing and Materials

ΔV – perda de material após o ensaio de erosão

m_1 – massa do corpo-de-prova antes do ensaio

m_2 – massa do corpo-de-prova após o ensaio

M_{ea} – massa específica aparente do corpo-de-prova

LVDT – transdutores elétricos

E – módulo de elasticidade

σ_{c1} – tensão de compressão correspondente à deformação axial ε_{a1}

σ_{c2} – tensão de compressão correspondente a 40% da carga última

ε_{a1} – deformação axial de 0,000050

ε_{a2} – deformação axial relativa à tensão σ_{c2}

T_b – tenacidade

L – comprimento

FT – fator de tenacidade

δ_{tb} – deflexão equivalente a área T_b

b – largura do corpo-de-prova

h – altura do corpo-de-prova

CV – coeficiente de variação

f_c – resistência a compressão

ε – deformação de pico

FCS – tensão na qual a curva tensão x deformação perde a linearidade

FCS/f_c – relação entre a tensão na qual a curva tensão x deformação perde a linearidade e a tensão de pico da amostra

ε_{LVDT} – deformação com leitura através de LVDT's

$\varepsilon_{Travessão}$ – deformação com leitura através do travessão da mesa da prensa

E_{LVDT} – módulo de elasticidade medido através da leitura do LVDT's

$E_{Travessão}$ - módulo de elasticidade medido através da leitura do travessão da mesa da prensa

1 INTRODUÇÃO

1.1 Motivação e objetivo da pesquisa

O concreto refratário é um tipo especial de concreto que deve resistir a agentes agressivos de natureza química (ação de gases, ataque por álcalis, ácidos, sulfatos, coque, etc.) e física (erosão, choque térmico e tensões termo-mecânicas). Dentre as diversas aplicações do concreto refratário, pode-se destacar o seu uso nas indústrias siderúrgica, metalúrgica e petroquímica.

Na indústria petroquímica, utiliza-se concreto refratário, normalmente reforçado por fibras de aço inoxidável, para revestir alguns elementos constituídos de aço de certos componentes de uma Unidade de Craqueamento Catalítico Fluido (UCCF), que consiste na segunda maior unidade de uma refinaria de petróleo. Esses elementos, tais como *risers*, reatores e regeneradores, são sujeitos a temperaturas muito altas (entre 550 e 650°C), às quais o aço carbono não tem capacidade de resistir sem perder características físicas e mecânicas essenciais. A utilização de concreto refratário como revestimento de elementos como os citados anteriormente, entre outros, visa reduzir as temperaturas, em seus costados de aço, a valores condizentes com a capacidade desse último material. O concreto refratário faz com que o costado de aço fique submetido a temperaturas em torno de 210°C. Cabe citar que a função de uma UCCF é converter componentes pesados de óleo cru em produtos nobres, dos quais o principal é a gasolina.

Na figura 1.1, são mostrados uma vista geral da Refinaria de Petróleo de Duque de Caxias - REDUC (figura 1.a) e um detalhe de um *riser* de aço revestido com concreto refratário (figura 1.b).



a)



b)

Figura 1.1: Refinaria de petróleo (indústria petroquímica): a) REDUC: Refinaria em Duque de Caxias-RJ e b) Revestimento de *riser* utilizando concreto refratário.

Ao ser exposto a altas temperaturas, o concreto refratário sofre variações em sua estrutura física e composição química, o que ocasiona mudanças nas suas propriedades físicas e mecânicas. O aumento da temperatura causa uma série de modificações na microestrutura do concreto, tais como desidratação total ou parcial de alguns hidratos, mudanças na porosidade e na densidade.

A exposição continuada do concreto refratário, utilizado como revestimento em UCCF's de refinarias de petróleo, a altas temperaturas faz com que, depois de um determinado período de tempo, ele sofra erosão (que causa perda de massa), choques térmicos (que provocam fissuração e deslocamento), contaminação pelo coque, que também gera deslocamento, com conseqüente redução da espessura do revestimento refratário, levando a um aumento de temperatura no costado metálico, e tornando necessário seu reparo. O processo de múltiplos danos leva à necessidade da substituição do concreto refratário, o que requer a interrupção da operação da refinaria por um período de tempo que pode chegar a aproximadamente 40 dias. Obviamente, essas interrupções periódicas são extremamente onerosas. Atualmente, procura-se realizar uma interrupção no funcionamento da refinaria a cada 5 anos, aproximadamente (sendo que, em alguns casos, após 2 ou 3 de funcionamento, uma interrupção já se faz necessária para o reparo do concreto refratário). Visando a redução do prejuízo, deseja-se que essa frequência de interrupções seja diminuída. Busca-se, então, o desenvolvimento de concretos refratários com maior vida útil, aumentando-se, por conseqüência, o período de tempo decorrido entre duas interrupções consecutivas do processo da refinaria.

O presente estudo tem por principal objetivo investigar a influência do reforço fibroso no comportamento físico-mecânico de concretos refratários densos, de forma que sua vida útil seja maximizada, reduzindo-se, conseqüentemente, a frequência de interrupções de funcionamento das Unidades de Craqueamento Catalítico Fluido de refinarias de petróleo. Foram produzidas diferentes misturas utilizando o concreto refratário denso CEKAST-60. Foram adicionados ao concreto fibras trefiladas de aço inoxidável, com diâmetro de 0,51 mm e comprimento de 25 mm (sendo, portanto, sua relação de aspecto igual a 49), com capacidade de resistir a uma temperatura máxima de 900°C. O teor de fibra adicionado ao concreto foi variado de 0,60 a 1,80% (teores em volume). Foram realizados ensaios mecânicos (compressão e flexão) e físicos (massa específica e porosidade aparente, choque térmico e erosão) para que se pudesse concluir a respeito do teor ótimo de fibra a ser acrescentado ao concreto refratário. Por teor ótimo de fibra entenda-se aquele que confira melhores propriedades físicas e, sobretudo, mecânicas ao concreto refratário, levando-o a uma maior vida útil. Várias situações de ensaios foram testadas. Uma parte dos testes foram feitos sob temperatura ambiente (em alguns casos, as amostras foram previamente queimadas, e, em seguida, resfriadas),

outros sob altas temperaturas (110 e 600°C). Outro parâmetro de estudo foi a situação de queima do concreto refratário: um grupo de amostras foram queimadas às temperaturas de 600, 1000 e 1300°C.

As diferentes situações de temperatura de queima e temperatura de ensaio empregadas procuram simular a situação real à qual o concreto refratário está sujeito nos elementos das UCCF's em que é utilizado como revestimento.

Quanto à relevância do presente estudo, pode-se mencionar que, na literatura técnica, há muito pouco a respeito de ensaios a quente realizados com amostras de concreto refratário. Assim, além de uma análise de como o teor de fibras influi sobre o comportamento físico e mecânico do concreto refratário, as comparações entre as diferentes condições de queima e de temperatura de ensaio são de grande importância para que se otimize sua composição, de forma a que sua vida útil em Unidades de Craqueamento Catalítico Fluido seja aumentada.

1.2 Estrutura da dissertação

A presente pesquisa é composta por seis capítulos, estando organizada da seguinte forma:

Capítulo 1 – Introdução ao trabalho, indicando a motivação e o objetivo da pesquisa desenvolvida e apresentando a estrutura da tese.

Capítulo 2 – Revisão bibliográfica sobre concretos refratários, incluindo: estado da arte, tipos de cimento e agregados refratários, processos de cura, secagem e queima, propriedades físicas e mecânicas e reforço fibroso.

Capítulo 3 – Apresenta o programa experimental desenvolvido. Mostra a caracterização dos materiais utilizados, a produção das diversas misturas de concreto refratário, e descreve a metodologia dos ensaios mecânicos e físicos realizados, tanto no estado fresco quanto no estado endurecido.

Capítulo 4 – Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos a partir dos testes experimentais feitos.

Capítulo 5 – Conclusões gerais do trabalho, e sugestões para futuras pesquisas.

Capítulo 6 – Referências bibliográficas utilizadas no trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Conceito de concreto refratário

De acordo com o ACI 547R-79 (1983), o termo concreto refratário refere-se a um material cerâmico composto por agregados refratários e cimento Portland ou aluminoso, capaz de manter suas propriedades inalteradas quando exposto a altas temperaturas (entre 500°C e 2000°C). Operando sob temperaturas elevadas, o concreto refratário deve suportar diversos tipos de solicitações, tais como tensões térmicas, tensões mecânicas e ataque químico. Ele é classificado de acordo com seu tipo, pureza do cimento empregado, temperatura máxima de serviço, condutibilidade térmica e resistência mecânica. O concreto refratário é produzido a partir da moagem de uma mistura de um tipo de cimento refratário com agregados que possuem propriedades refratárias. O produto final do concreto é dependente de sua composição e do seu procedimento de cura e secagem. As propriedades dos concretos refratários são influenciadas pelo tipo de agregado utilizado. Com a alta temperatura, têm-se alterações na composição química e na estrutura física do agregado, bem como alteração de seu volume, devido à retração e expansão (SCRIVENER, 1998).

2.1.1 Estado da arte

De acordo com o ACI 547R-79 (1983), a argila, quando devidamente cozida, produz um material com capacidade de ser exposto a altas temperaturas, ou seja, um material refratário. Construindo fornos de tijolos queimados, passou-se a dominar técnicas para fabricação de cobre, ferro e vidro. Durante séculos o tijolo queimado foi o único material refratário disponível.

Segundo SCRIVENER (1998), relatórios de meados do século XIX indicam que vários pesquisadores compreenderam que a alumina, rica em aluminatos de cálcio, possuía excelentes propriedades cimentíceas. O surgimento do cimento de aluminato de cálcio

ocorreu devido à necessidade de se substituir o cimento Portland em situações onde o concreto ficava exposto a águas subterrâneas ou água do mar contendo altos teores de sulfatos (NISHIKAMA, 1984 *apud* BAZANT *et al.*, 1996). O desenvolvimento industrial do cimento de aluminato de cálcio se deu principalmente nos laboratórios do J. & A. Pavin de Lafarge, na França. O referido cimento recebeu o nome comercial de *Ciment Fondu Lafarge* (CFL). A partir de 1919, a companhia Lafarge começou a comercializar esse produto como um cimento resistente à corrosão por sulfato, para ser utilizado em concretos que tinham necessidade de resistir ao contato com a água do mar (LEE *et al.*, 2001). Esta resistência é obtida, de acordo com NEVILLE (1998), devido não somente à ausência de Ca(OH)_2 no cimento aluminoso hidratado, mas também à proteção conferida pelo do gel de alumina relativamente inerte, que é formado durante a hidratação.

Apenas na segunda metade da década de 1920 reconheceu-se a potencial utilização do concreto de aluminato de cálcio como ligante para concretos refratários. Em 1924, o concreto de aluminato de cálcio começou a ser produzido com o intuito de ser usado em concreto refratário nos EUA. Na década de 1950 foram desenvolvidos concretos de aluminato de cálcio com elevada pureza, especialmente projetados para serem utilizados pela indústria de refratários (NISHIKAMA, 1984 *apud* BAZANT *et al.*, 1996). O desenvolvimento de cimentos aluminosos originou um crescimento acelerado da construção civil nessa época. Como os processos de cura a vapor para concretos pré-moldados de cimento Portland não haviam sido bem desenvolvidos, iniciou-se a utilização do concreto de cimento aluminoso em estruturas pré-moldados e protendidas (em função de seu endurecimento rápido) em muitos países, principalmente no Reino Unido (SCRIVENER, 2001).

Na década de 70, os concretos refratários de baixo teor de cimento foram comercialmente introduzidos. A partir da década de 80 são lançados os concretos refratários de teor de cimento baixo.

Na década de 90, os concretos refratários de ultra baixo teor de cimento evoluem ainda mais, e se tornam auto-nivelantes. Em seguida, começaram a ser produzidos concretos refratários bombeáveis e concretos refratários para projeção a úmido (SCRIVENER, 2001).

2.1.2 Tipos de cimento

Para a produção de concretos refratários podem ser empregados vários tipos de cimento, dependendo da faixa de temperatura a que ele se destinará e das características mecânicas necessárias, tais como resistência à compressão, resistência à flexão e resistência à abrasão, entre outras. Segundo BAZANT *et al.*, (1996), os tipos de cimento mais empregados para refratários são: o cimento Portland, cimento Portland adicionado de escória granulada de alto-forno, cimento Portland adicionado de pozzolanas, cimento de aluminato de cálcio e cimento de aluminato de bário. Podem também ser utilizados aglomerantes não hidráulicos, como fosfatos, *waterglass* e magnésia. De acordo com GARCIA *et al.*, (2007), o cimento de aluminato de cálcio é o mais utilizado na produção de concretos refratários, por conferir a eles propriedades especiais, como, por exemplo, rápido desenvolvimento de resistência mecânica e altas resistências a agentes corrosivos.

Segundo NEVILLE (1997), concretos refratários de cimentos aluminosos têm uma boa resistência ao ataque por ácidos, como por exemplo, aqueles presentes em gases resultantes de combustão, sendo, de fato, sua resistência química aumentada pela queima de 900 a 1000°C. Tais concretos podem ser levados à temperatura de serviço tão logo tenham endurecido, não necessitando de aquecimento prévio. Enquanto os revestimentos com tijolos refratários se dilatam com o calor e necessitam de juntas de dilatação, concretos refratários de cimentos aluminosos podem ser executados monoliticamente, ou com juntas de topo a cada um ou dois metros, nas formas e dimensões pretendidas. A perda de água no primeiro aquecimento resulta numa contração aproximadamente igual à dilatação térmica durante o aquecimento, de modo que as variações dimensionais resultantes são muito pequenas, dependendo do tipo de agregado. Além disso, é possível a execução de revestimentos refratários com jateamento de argamassa de cimento aluminoso.

Uma das vantagens especiais do uso de cimento aluminoso para concretos refratários resistentes ao calor é que eles perdem sua água gradualmente quando aquecidos. (PETZOLD e ROHRS, 1970 *apud* BAZANT *et al.*, 1996).

O cimento aluminoso, além de não produzir nenhum hidróxido de cálcio na hidratação,

endurece rapidamente sob temperaturas normais de cura (NEVILLE, 1997).

De acordo com SCRIVENER (1998), em comparação com o cimento Portland, a produção anual de cimento de aluminato de cálcio é muito pequena, em razão de seu alto custo e também da baixa demanda.

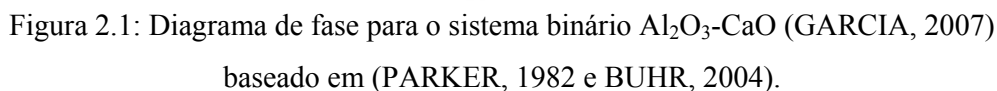
2.1.2.1 Cimento de aluminato de cálcio

O cimento de aluminato de cálcio pode ser produzido através da fusão de uma mistura de Al_2O_3 e CaCO_3 , ou através de um processo de calcinação dessa mistura a temperaturas entre 1315 e 1425°C. No método de fusão, o Al_2O_3 e CaCO_3 são submetidos a temperaturas entre 1450 e 1550°C em fornos elétricos a arco. O aluminato de cálcio formado é resfriado e então moído para se obter a granulometria desejada (ODRISCOLL, 2000 *apud* GARCIA *et al.*, 2007).

A formação do cimento de aluminato de cálcio pode ser expressa pela equação (2.1):



No início do processo da mistura, são formadas fases cristalinas de aluminatos com altos teores de Ca. Com o aumento da temperatura, os compostos CaO e Al_2O_3 reagem formando outras fases com menores teores de Ca. Durante o aquecimento, esta seqüência de reações continua a ocorrer conforme pode ser visto no diagrama de fase binário Al_2O_3 - CaO , apresentado na figura 2.1 (PARKER, 1982 e BUHR, 2004 *apud* GARCIA *et al.*, 2007). Nesse processo, a quantidade e o tipo de fase cristalina do aluminato de cálcio formado irão depender da razão entre as quantidades de CaO e de Al_2O_3 presentes na mistura, da temperatura alcançada e do procedimento de resfriamento do material obtido. O resfriamento interfere no tipo de fase cristalina formada, uma vez que, dependendo do gradiente de temperatura que ocorre dentro do bloco fundido, a cristalização ocorre em maior ou menor grau, como indicam as setas numeradas da figura 2.1.



10

Apesar das várias fases citadas acima, os cimentos aluminosos consistem essencialmente em cerca de 40 a 70% de CA ($\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$) conhecido como aluminato monocalcico, mais de 25% de CA_2 ($\text{CaO} \cdot 2\text{Al}_2\text{O}_3$) e entre 1 e 10% de C_{12}A_7 ($12\text{CaO} \cdot 7\text{Al}_2\text{O}_3$) (LEE, 2001 *apud* GARCIA *et al.*, 2007).

O cimento aluminoso contém aproximadamente 40% de Al_2O_3 , enquanto alguns cimentos contêm teores ainda maiores (50 a 80%), sendo por isso denominados cimentos com alto teor de alumina (em inglês, *High Alumina Cement* (HAC)). Além disso, estes cimentos possuem aproximadamente 15% de óxidos férricos e ferrosos e 5% de sílica. Em alguns casos, também pode haver, em pequenas proporções, TiO_2 , MgO e álcalis (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Podem-se dividir os diferentes tipos de cimentos aluminosos em dois grandes grupos. Os cimentos aluminosos do primeiro contêm teor de Al_2O_3 entre 35 a 50%, e são relativamente impuros. Contêm também silício e ferro, levando à presença de segundas fases como o C_4AF e C_2AS . O segundo grupo inclui cimentos brancos contendo teor de alumina acima de 80%.

SCRIVENER (1998) apresenta algumas características físicas e químicas do cimento de aluminato de cálcio, que estão apresentadas na tabela 2.1.

Tabela 2.1: Características físicas e químicas do cimento de aluminato de cálcio (SCRIVENER, 1998).

Propriedades	Valor Especificado
Massa específica (kg/m^3)	2980 e 3250
Gravidade específica sob teor de ferro (kg/m^3)	3200 e 3250
Área específica (m^2/kg)	250 a 400
Densidade (kg/m^3)	1100 e 1400
Cor com alto teor de óxido de ferro	escura
Cor com baixo teor de óxido de ferro	clara
Massa unitária (kg/m^3)	960 a 1360
Massa unitária com alto teor de ferro (kg/m^3)	1,440
Finura (cm^2/g)	2800 e 3480
Calor de hidratação (J/g)	38

Além das propriedades refratárias, os cimentos de aluminato de cálcio atingem 90% da sua resistência mecânica em apenas dois dias, enquanto o cimento Portland o faz em 28 dias. NEVILLE (1997) menciona que concretos contendo cimentos aluminosos e agregados de clínquer com relação água/cimento igual a 0,5 podem atingir resistência

de aproximadamente 100 MPa em 24 horas, e de 120 MPa em 28 dias, sob temperaturas moderadas.

De acordo com PARKER *et al.*, (1982) *apud*, BAZANT *et al.*, (1996), esses cimentos, embora resistentes a baixas e altas temperaturas, são freqüentemente menos eficientes em temperaturas intermediárias (de 150 a 800°C).

2.1.2.1.1 Processo de hidratação e conversão

A hidratação do cimento de aluminato de cálcio ocorre mais rapidamente que a do cimento Portland, podendo ser quase completa durante as primeiras 24 horas de cura.

A quantidade de água necessária para hidratação desse tipo de cimento é maior do que a necessária para hidratação do cimento Portland. Pastas de cimento aluminoso possuem menos água evaporável e menor porosidade do que as de cimento Portland, para proporções similares de mistura. (BAZANT *et al.*, 1982).

A hidratação desse cimento é uma reação exotérmica, produzindo assim grandes quantidades de calor que promovem um rápido acréscimo na temperatura do concreto já endurecido. As reações de hidratação são influenciadas pela temperatura e umidade relativa do ambiente em que elas se processam.

Os constituintes do cimento aluminoso (CA , $C_{12}A_7$ e CA_2) se hidratam e dão origem aos seguintes novos compostos, vistos na figura 2.2 (LEE, 2001 *apud* GARCIA *et al.*, 2007).

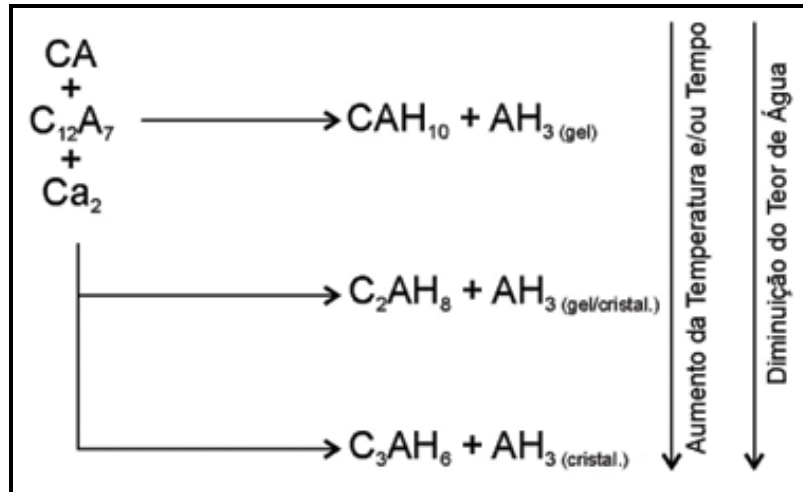


Figura 2.2: Reações de hidratação mais comuns para cimentos de aluminato de cálcio (LEE, 2001 *apud* GARCIA *et al.*, 2007).

A temperatura determina o tipo de hidrato formado. Em baixas temperaturas de cura (entre 5 e 10°C), o hidrato CAH_{10} se forma, sendo, entre todos, o menos denso ($1,72 \text{ g.cm}^{-3}$), o segundo mais solúvel e o menos estável. O hidrato C_2AH_8 forma-se em temperaturas entre 22 e 35°C, possuindo valor intermediário de densidade ($1,95 \text{ g.cm}^{-3}$). Já o C_3AH_6 é o hidrato formado em temperaturas acima de 35°C, ou na presença de teores reduzidos de água, sendo o hidrato mais denso ($2,52 \text{ g.cm}^{-3}$), o menos solúvel e mais estável (GEORGE, 1994 e PARR, 2003 *apud* GARCIA *et al.*, 2007). O hidrato AH_3 forma-se em toda faixa de temperatura e de teor de água, embora o aumento da temperatura e o passar do tempo possam modificar sua estrutura, de amorfa para cristalina. Nessa mudança de estrutura, o AH_3 sofre uma diminuição de solubilidade e um aumento de densidade.

A composição dos produtos de hidratação tem uma dependência tempo-temperatura, e o produto de hidratação de baixa temperatura (CAH_{10}) é termodinamicamente instável, especialmente quando armazenado sob alta temperatura e umidade, condições nas quais se forma um componente mais estável, o C_3AH_6 . Portanto, em um armazenamento prolongado, as fases hexagonais do CAH_{10} e C_2AH_8 tendem a se transformar em fases cúbicas de C_3AH_6 (processo de conversão) (SCRIVENER; CABIRON; LETOURNEX, 1999).

A taxa de conversão depende da temperatura e da presença de água, e sob temperaturas

normais a conversão pode levar muitos anos. A 40°C, ela pode se dar em apenas alguns meses, enquanto que, a 70°C, ocorre em algumas horas. A conversão ocasiona o aumento da porosidade do material, além de reduzir sua resistência e torná-lo mais vulnerável a ataque químico. No entanto, a resistência residual ao final da conversão pode ser apropriada para estruturas expostas a elevadas temperaturas (BAZANT *et al.*, 1982). Devido a tais perdas, o uso do cimento aluminoso com finalidade estrutural tem sido restringido em muitos países.

Segundo ANDION *et al.*, (2001), a resistência do concreto é determinada pela geometria das fases constituintes do material. A conversão consiste numa reação química que inicia mudanças nessa geometria. A propagação de fissuras tem menor probabilidade de ocorrência nos pequenos cristais formados após a conversão do que nos cristais maiores que podem se formar em seguida (devido à recristalização). Isso se deve à conversão da fase metaestável CAH_{10} em uma fase mais estável, C_3AH_6 . O CAH_{10} cristaliza-se sob a forma de plaquetas hexagonais de densidade 1,72 g/cm³, enquanto que a fase C_3AH_6 tem forma cúbica e densidade 2,52 g/cm³. Essa diferença de densidade implica numa redução de volume considerável, com a conseqüente formação de vazios (KOPANDA *et al.*, 1990).

A perda de resistência durante o processo de conversão pode ser explicada pelo fato dos compostos hidratados dos aluminatos se tornarem mais densos. A conversão, com a concomitante liberação de água, resulta em um aumento da porosidade da pasta (NEVILLE, 1997).

Quando o cimento aluminoso é submetido a altas temperaturas, o aluminato de cálcio hidratado pode apresentar somente forma cúbica. Já sob temperatura ambiente, ele pode apresentar tanto a forma cúbica como a hexagonal. Porém, com o passar do tempo os cristais hexagonais se converterão lentamente para a forma cúbica, de forma espontânea (Ver figura 2.3) (NEVILLE, 1997).

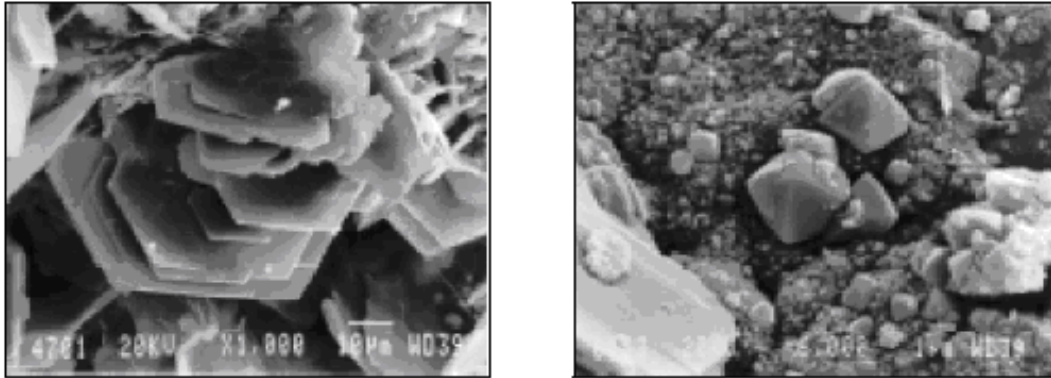


Figura 2.3: Micrografia das fases hexagonal e cúbica do cimento de aluminato de cálcio (NEVILLE, 1997 *apud* ANDION *et al.*, 2001).

A conversão, tanto do CAH_{10} como do C_2AH_8 , acontece de forma direta, como indicam as equações (2.2) e (2.3).



O grau de conversão pode ser avaliado pela percentagem de C_3AH_6 presente nos compostos cúbicos e hexagonais, conforme expresso na equação (2.4).

$$\alpha = (\text{massa de } C_3AH_6 / \text{massa de } C_3AH_6 + \text{massa de } CAH_{10}) \times 100 (\%) \quad (2.4)$$

O efeito da conversão nas propriedades mecânicas dos materiais de cimentos aluminosos foi estudado por LAMOUR *et al.*, (2001). Destes estudos pode-se inferir que as propriedades elásticas, a resistência a propagação de fissuras e a ductilidade desses materiais são menos afetadas pela conversão do que sua resistência à compressão e à tração.

2.1.3 Tipos de agregados

Agregados refratários são materiais granulares que misturados com o cimento de aluminato de cálcio e água formam o concreto refratário (ACI 547R-79, 1983). Eles participam de maneira ativa no mecanismo de sinterização do concreto.

A maior parte dos agregados de peso normal utilizado para concreto refratário contém principalmente alumina e sílica, sob diversas formas, juntamente com pequenas quantidades de Fe_2O_3 , TiO_2 , CaO e MgO . Possuem coeficientes de expansão térmica a temperaturas normais que variam entre $5,5 \times 10^{-6}$ e $11,8 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$, e sua densidade aparente situa-se entre 2,6 e 2,7 (BAZANT *et al.*, 1996).

As temperaturas máximas de uso do agregado são determinadas por suas propriedades térmicas, tais como mudança no volume causada por variação de temperatura (expansão, retração ou inversão cristalina). Características do agregado, como porosidade e resistência, são afetadas pela sua granulometria.

Segundo NEVILLE (1997), os concretos de cimentos aluminosos resistem a temperaturas de até 1350°C , quando o agregado é britado de tijolos refratários. Caso se adicionem alguns agregados especiais, como alumina fundida, temperaturas de 1600°C podem ser usadas. Já concretos preparados com cimento especial de aluminato de cálcio branco e agregados de alumina fundida podem resistir a temperaturas de até 1800°C durante períodos prolongados.

De acordo com BAZANT *et al.*, (1996), os agregados ricos em sílica contribuem efetivamente para a ocorrência do “*spalling*” (fragmentação de origem térmica). Por esse motivo, o uso desses agregados deve ser evitado em concretos submetidos a temperaturas que ultrapassem 500°C , uma vez que a partir de 570°C ocorrem sensíveis mudanças em sua estrutura cristalina.

Os principais agregados utilizados em aplicações refratárias são, segundo BAZANT *et al.*, (1996):

a) Chamotas: Consistem em subproduto proveniente de rejeitos de material cerâmico. Possuem alta resistência ao calor. Obtidos pela moagem de tijolo refratário já moído, são produzidos pela queima de rochas calcinadas ou de argilas caulínicas. Esses agregados são classificados de acordo com seu grau de refratariedade, que depende do seu conteúdo da alumina (em geral, quanto maior o teor de alumina, maior é a sua refratariedade) (KOMAROVSKII, 1968 *apud* BAZANT *et al.*, 1996). O coeficiente médio de expansão térmica em 1000°C varia de 60×10^{-7} até $70 \times 10^{-7} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$, enquanto que a condutividade térmica varia entre 1 e $1,2 \text{ Kcal/m }^\circ\text{C.h}$;

b) Agregados com alto teor de alumina: São agregados especialmente produzidos para serem utilizados em processos que englobem aplicações refratárias. A quantidade de Al_2O_3 desses agregados supera 45%, e os mais conhecidos são geralmente obtidos a partir da bauxita ($\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), da *cianita* ($\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{SiO}_2$), do *diásporo* ($\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$) ou do *coríndon* (Al_2O_3) (READ, 1936 *apud* BAZANT *et al.*, 1996). Os argilominerais mais utilizados para produção desses agregados são a *mulita* e o *coríndon*. A *mulita* normalmente apresenta, nas jazidas, um teor entre 62 e 83% de alumina após a queima, além de conter entre 14 e 35% de sílica e pequenas porcentagens de óxido de ferro, magnésio e cal (PETZOLD e ROHRS, 1970 *apud* BAZANT *et al.*, 1996). A *mulita* tem baixo coeficiente de expansão térmica (aproximadamente $45 \times 10^{-7} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$) e condutividade térmica de 1,4 Kcal/m $^\circ\text{C} \cdot \text{h}$;

c) Magnésia e dolomita sinterizadas: A magnésia sinterizada contém entre 85 e 91% de MgO e entre 2 e 8% de CaO, e a dolomita entre 34 e 40% de MgO e entre 53 e 60% de CaO. Esses materiais possuem elevada resistência a altas temperaturas. Seus coeficientes térmicos e de condutividade térmica situam-se, respectivamente, entre 2 e 3 Kcal/m $^\circ\text{C} \cdot \text{h}$ e entre 120 e 140 $\times 10^{-7} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (PETZOLD e ROHRS, 1970 *apud* BAZANT *et al.*, 1996);

d) Cromita: Possui em sua constituição o óxido de ferro e o cromo ($\text{FeO} \cdot \text{Cr}_2\text{O}_3$). Seu limite superior de temperatura é 1650 $^\circ\text{C}$. A cromita é suscetível à oxidação em temperaturas elevadas, o que pode afetar as propriedades dos materiais feitos com minérios de cromo. Seu coeficiente de dilatação térmica é $80 \times 10^{-7} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, e sua condutividade térmica situa-se entre 1,2 e 1,45 Kcal/m $^\circ\text{C} \cdot \text{h}$;

e) Carbetto de silício: Suporta uma temperatura máxima de aproximadamente 1700 $^\circ\text{C}$. É um material com pouca estabilidade em altas temperaturas. Seu coeficiente de dilatação térmica é de $23 \times 10^{-7} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, e sua condutividade térmica está entre 10 e 20 Kcal/m $^\circ\text{C} \cdot \text{h}$; (ACI 547R-79, 1983).

f) Forsterita: É composto por óxido de silício (SiO_2), entre 30 e 38%; óxido de magnésio (MgO), entre 52 e 58%; óxido de alumínio (Al_2O_3), entre 1 e 8%; óxido de ferro (Fe_2O_3), entre 2 e 8%; e óxido de cálcio (CaO), aproximadamente 1%. O ponto de fusão da forsterita é de 1890 $^\circ\text{C}$, seu coeficiente de dilatação térmica é de $100 \times 10^{-7} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, e tem condutividade térmica de aproximadamente 1,3 Kcal/m $^\circ\text{C} \cdot \text{h}$. (PETZOLD e ROHRS,

1970 *apud* BAZANT *et al.*, 1996).

2.1.4 Processos de cura, secagem e queima

O comportamento do concreto refratário durante seu processo de cura, secagem inicial e queima é decisivo para seu desempenho.

Processo de cura

Uma adequada cura é requisito fundamental no que diz respeito às propriedades do concreto refratário. Esse processo deve ser iniciado imediatamente após sua preparação do concreto. A superfície exposta do concreto deve ser mantida úmida por 24 horas em cura líquida, de modo que haja água suficiente para que ocorra uma hidratação satisfatória.

De acordo com HOLTERHOFF (2001), a temperatura ótima para cura de concretos de cimento aluminosos é aproximadamente 22°C. Se o concreto for curado acima de 30°C, poderá ocorrer decréscimo em sua resistência. Segundo o referido autor, um concreto que atinge 48 MPa de resistência depois de 24 horas quando curado apropriadamente, pode apresentar apenas metade (ou ainda valores menores) quando curado a temperaturas acima de 30°C.

Processo de secagem

Após o concreto ser mantido úmido por 24 horas, ele deve ser seco, com baixas taxas de aquecimento, antes de ser exposto às temperaturas de funcionamento. Esta secagem tem como principal objetivo fazer com que o concreto atinja elevada resistência mecânica na temperatura de operação. A secagem deve ser feita em patamares, visando assegurar a correta remoção da água existente.

Entre 25 e 100°C, a água livre é removida do corpo cerâmico (PENA *et al.*, 1999), tanto por evaporação quanto pela decomposição de hidratos formados em baixas temperaturas de cura, como o (CAH₁₀). Quando a temperatura se aproxima de 100°C durante a etapa de evaporação o corpo-de-prova apresenta uma taxa de aquecimento menor do que a do forno. Inicia-se, então, o processo de ebulição da água livre, sendo a formação de vapor intensificada pelo aumento de temperatura do forno (SINGH *et al.*, 1984) e pela decomposição de fases hidratadas dos ligantes empregados. Entre 120 e 170°C,

ocorre à desidratação do concreto (ou seja, a remoção de 90% de sua água não combinada e também parte de sua água combinada), levando o concreto a perder resistência.

A secagem do concreto refratário é de vital importância, e vem sendo intensamente estudada, uma vez que nesta etapa as características estruturais do material começam a se definir. A água adicionada no processo de produção do concreto deve ser eliminada durante o aquecimento de maneira controlada, para que não ocorra a pressurização do vapor. A curva de secagem do concreto deve ser, portanto, lenta o suficiente para não provocar danos à sua estrutura (PANDOLFELLI *et al.*, 2005).

Uma secagem inadequada pode causar grande volume de alterações devido a dilatações térmicas, bem como retração e deslizamento associados à perda de água. Estas mudanças podem exercer consequências desastrosas sobre o material, havendo até a possibilidade de que ocorra o “*spalling térmico*”, que consiste em explosões ou lascamentos que podem ocorrer na estrutura do concreto durante sua utilização. Esse processo pode ser decorrente de uma secagem inicial inadequada ou também de taxas de aquecimento muito altas.

Processo de queima

O processo de queima a que o concreto refratário é submetido tem como objetivo a substituição do tipo de ligação existente entre suas fases: ligações hidráulicas são substituídas por ligações cerâmicas (para temperaturas entre 1100 e 1300°C).

Na queima, deve-se utilizar a temperatura necessária para a eliminação da água livre e da água fisicamente combinada, criando as condições para que ocorra a ligação cerâmica entre as fases do concreto. Se a queima apenas elimina a água livre e a combinada, o concreto resultante será de baixa resistência mecânica, pois a ligação hidráulica terá sido eliminada sem que sejam formadas ligações cerâmicas. É preciso, então, garantir não só a eliminação da água, mas também o surgimento das fases vítreas na microestrutura do material.

Em geral, verifica-se a existência de três zonas de características bastante particulares em uma peça refratária: a) a face quente, em que a alta temperatura, dependendo do seu valor, pode fazer com que ocorram ligações cerâmicas entre as fases do concreto (isto é,

houve a fusão total ou parcial do cimento e/ou agregados); b) nas camadas intermediárias da seção, há uma ligação cerâmica de fraca intensidade entre as fases e, dependendo da temperatura de serviço, ainda existe uma ligação hidráulica residual entre elas; c) na face fria, as fases estão hidraulicamente ligadas entre si.

2.1.5 Propriedades

2.1.5.1 Densidade e porosidade

A densidade no concreto refratário representa uma medida indireta de sua capacidade térmica ou habilidade para armazenar calor (SCRIVENER, 1998).

De acordo com SCHNEIDER (1982), temperaturas elevadas diminuem a densidade de concretos feitos com agregados de quartzito, basalto e xisto expandido (de 2,3 g/cm³ a temperatura ambiente, para 2,1 g/cm³ a 800°C). A diminuição na densidade inicial é devida principalmente à eliminação de água, enquanto que em altas temperaturas ela é decorrente do aumento do volume causado pela expansão térmica do agregado de quartzito. Posteriormente, a cerca de 1400°C, a sinterização se inicia, e a densidade é aumentada para 2,2 g/cm³.

A porosidade aparente é uma medida da proporção de poros abertos ou interconectados presentes no refratário. Esta característica nos dá uma informação importante sobre a habilidade do refratário em resistir à penetração de metais, escórias e fluxos, em geral.

Quanto mais poroso for o material, maior é a sua capacidade isolante e, conseqüentemente, menores serão sua condutividade térmica, resistência mecânica, refratariedade e resistência química.

Fatores que alteram a porosidade do concreto refratário são a exposição a altas temperaturas e a formação de vínculos entre a cerâmica aglutinante e os agregados. Um aumento de temperatura do concreto provoca o aumento do volume dos poros devido à desidratação, ocasionando uma diminuição da densidade da mistura e, como conseqüência, reduz sua resistência do concreto.

2.1.5.2 Resistência à erosão

O concreto refratário utilizado em Unidades de Craqueamento Catalítico Fluido está

sujeito à erosão originada pela incidência de partículas do catalisador. Também em unidades de produção de alumínio ocorre erosão proveniente de mudanças bruscas na direção dos efluentes gasosos (PANDOLFELLI *et al.*, 2006). Estas alterações de curso fazem com que as partículas transportadas atinjam as paredes internas dos dutos em alta velocidade, provocando o desgaste do revestimento. Para que se reduzam os custos de manutenção e risco de paradas dos equipamentos nas indústrias, faz-se necessário o uso de materiais refratários mais resistentes à erosão.

O processo erosivo consiste na perda progressiva do material de uma superfície devido ao impacto de um agente, que pode ser um líquido e/ou partículas sólidas. A erosão pode provocar, de forma progressiva, redução de espessura do revestimento devido à remoção da matriz de cimento, deixando exposto o material metálico do casco do equipamento. A erosão se torna problemática quando a velocidade de fluxo atinge 3 m/s (RESEN, 1957 *apud* PANDOLFELLI *et al.*, 2006).

Concretos refratários feitos com cimento de aluminato de cálcio possuem particularmente uma boa resistência à erosão em comparação aos outros concretos (GITZEN *et al.*, 1957 *apud* BAZANT *et al.*, 1996). Isso foi comprovado posteriormente através de testes para verificação da resistência ao desgaste realizado em amostras de agregados de chamota, aglomerantes constituídos de cimento Portland, cimento de aluminato de cálcio e *waterglass*, submetidas às temperaturas ambiente, de 200, 400, 600 e 800°C (PETZOLD e ROHRS, 1970 *apud* BAZANT *et al.*, 1996).

De acordo com PANDOLFELLI *et al.*, (2006), a taxa de erosão depende da velocidade, da dureza e do formato das partículas, também do ângulo de incidência entre o jato erosivo e o material. Quanto a esse último parâmetro, o autor cita que ocorre maior desgaste do material erodido quando este ângulo de incidência é de 90°, desgaste esse que decresce até o ângulo de 30°.

2.1.5.3 Resistência ao choque térmico

A elevação ou redução brusca de temperatura durante a operação de determinado equipamento revestido por concreto refratário provoca o choque térmico no mesmo. Em uma UCCF, o choque térmico pode ocorrer em situações de parada de emergência, injeção brusca de água, aquecimento ou resfriamento descontrolado (BERNARDES,

2001). Tanto as elevações quanto as reduções bruscas de temperatura causam aumento nas tensões internas e conseqüentemente provocam laminações no revestimento refratário.

Quando uma peça refratária é submetida ao choque térmico, a temperatura superficial é imediatamente reduzida, mas seu interior continua sob alta temperatura, surgindo, então, um fluxo de calor de dentro para fora dessa peça. Em termos mecânicos, o resultado é o surgimento de tensões de tração na superfície e tensões de compressão no interior da seção. Com o passar do tempo, a temperatura do corpo vai diminuindo e a profundidade do campo de tensões de tração aumenta, embora a magnitude dessas tensões seja cada vez menor. O chamado fator de intensidade de tensões alcança um valor máximo ao mesmo tempo em que a profundidade das fissuras provocadas pelo choque térmico cresce. As fissuras deixam de se propagar quando atingem a espessura total do material, ocorrendo então uma inversão no sinal das tensões. São as tensões de compressão existentes no interior da peça que estabilizam a progressão das trincas.

Os tipos de agregados utilizados em sua composição influenciam a deterioração do concreto refratário (BRANISKI, 1961 *apud* BAZANT *et al.*, 1996). Ensaios experimentais indicaram que os concretos de cimento Portland e agregados de chamota podem ser aquecidos entre 47 e 67 vezes antes da falha do material, enquanto que para concretos com cimento de aluminato de cálcio seriam necessários 80 ciclos de temperatura para a falha ocorrer. Na tabela 2.2, mostram-se misturas de cimentos de aluminato de cálcio com diversos agregados refratários, com seus respectivos números de ciclos de aquecimento/resfriamento admissíveis, ou seja, antes da fissuração evidente ou *spalling*.

Tabela 2.2: Composições refratárias com números máximos de ciclos de aquecimento e resfriamento admissíveis (BRANISKI, 1961 *apud* BAZANT *et al.*, 1996).

Composição das misturas refratárias	Número máx. de ciclos admissíveis
Cimento aluminoso + chamotas	45 a 85
Cimento aluminoso + silimanita	70 a 90
Cimento aluminoso + bauxita	45 a 50
Cimento aluminoso + coríndon	8 a 30
Cimento aluminoso + magnésia sinterizada	2 a 3
Cimento aluminoso + cromita	6 a 10

Ensaio foram realizados com concretos de cimento de aluminato de cálcio para avaliar a influência dos ciclos térmicos na resistência à compressão do material (BAZANT *et al.*, 1996 *apud* GILVAN *et al.*, 1975). Para temperaturas de 538, 816 e 1093°C, após 8 ciclos em cada temperatura o valor da resistência módulo foi reduzido de 20 MPa para 7, 12 e 3 MPa, respectivamente.

2.1.5.4 Resistência à compressão

A resistência à compressão pode ser medida a altas temperaturas (resistência à compressão a quente) ou a temperatura ambiente (resistência à compressão a frio). No concreto refratário com cimento de cálcio aluminoso, a resistência à compressão decresce com o aumento da temperatura, fato que pode ser explicado pelas transformações de natureza química que ocorrem nos minerais hidratados existentes nesse cimento. A desidratação do cimento promove a formação de partículas muito finas (desidratadas) que são capazes de reagir no estado sólido e que formam novos produtos químicos na interface com os agregados. Após a formação das ligações cerâmicas (ou sinterização), que se dá a uma temperatura de aproximadamente 1200°C, a resistência à compressão do concreto refratário passa a aumentar (BAZANT *et al.*, 1996).

A resistência à compressão dos concretos que passam por um tratamento térmico, sendo queimados e resfriados em seguida (ou seja, resistência residual pós-queima), pode ser maior ou menor do que a de um concreto de mesma composição não-queimado. A temperatura atingida durante a queima é o fator determinante dessa resistência residual. Quando o concreto é queimado sob temperaturas muito baixas, as ligações hidráulicas são destruídas sem que outro tipo de ligações aconteça. O concreto, então, terá uma resistência à compressão residual muito baixa. Caso a queima promova apenas um amolecimento ou uma fusão muito incipiente, haverá o surgimento de algumas ligações cerâmicas entre as fases vítreas formadas, e, conseqüentemente, a resistência residual terá um valor intermediário. Para a maioria dos concretos refratários, um melhor desempenho à compressão é obtido para temperaturas de queima maiores do que 1000°C, pois sob essas temperaturas, as ligações cerâmicas são formadas. Alguns concretos refratários alcançam valores de resistência à compressão pós-queima maiores que os medidos em amostras não-queimadas (PETZOLD e ROHRS, 1970 *apud*

BAZANT *et al.*, 1996).

Foram realizados ensaios de compressão para verificação da resistência residual com cimento Portland contendo agregados refratários, tais como o chamota e a argila (PETZOLD e ROHRS, 1970 *apud* BAZANT *et al.*, 1996). Verificou-se que os concretos feitos com argilas refratárias têm sua resistência à compressão aumentada até cerca de 300°C. A partir dessa temperatura, a resistência passa a decrescer, até que se atinja a temperatura de 800°C. De 900 a 1220°C, o material passa a ter ganho de resistência à compressão. Para a mistura contendo chamota, a resistência à compressão também é reduzida até 800°C, ocorrendo, a partir dessa temperatura, um aumento dessa resistência. Foi concluído no trabalho citado que alguns fatores que influenciam a resistência a compressão em refratários contendo cimento Portland são as condições iniciais de cura e secagem. Em refratários com misturas de cimento de aluminato de cálcio, notou-se que a resistência à compressão residual sofre uma recuperação significativa a partir dos 1000°C, em razão do desenvolvimento de ligações cerâmicas, conforme mencionado anteriormente.

Ensaio realizados em um concreto refratário com alto teor de alumina (82%) mostraram que sua resistência à compressão é dependente da temperatura de queima, atingindo um valor máximo de 80 MPa a cerca de 900°C (OUEDRAOGO e PROMPT, 2008).

Durante um ensaio à compressão, a taxa (rampa) de aquecimento utilizada influencia tanto a resistência à compressão quanto o módulo de elasticidade do concreto refratário. Quanto maior a taxa de aquecimento, menor é o módulo elástico. O módulo de elasticidade também pode ser afetado pelo tipo de agregado utilizado.

Resultados de investigações sobre como a temperatura de queima modifica o módulo de elasticidade de concretos refratários produzidos com cimento de alta alumina e agregados chamota. O módulo de elasticidade do concreto diminuiu com o aumento de temperatura. De 33 GPa antes da queima, o módulo de elasticidade passou para 6 GPa após queima a 800°C. A redução do módulo de elasticidade do concreto ocorre numa faixa de temperatura que vai de 300 e 800°C, em função de modificações mineralógicas e do processo de desidratação do cimento. Aos 1050°C, o módulo de elasticidade obtido para o concreto foi de 10 GPa, passando para 23 GPa quando se utilizou uma

temperatura de queima de 1300°C (SCHINEIDER e MONG, 1958 *apud* BAZANT *et al.*, 1996).

2.1.5.5 Resistência à flexão

Concretos refratários expostos a altas temperaturas apresentam redução em sua resistência à flexão, seja ela obtida através de ensaios a frio ou a quente. A exposição de concretos refratários a temperaturas elevadas exerce influência mais intensa nos resultados de flexão do que nos de compressão.

Os concretos queimados a temperaturas de até 800°C têm uma resistência à flexão residual bastante baixa, porque a completa desidratação do cimento aluminoso destrói as ligações hidráulicas, sem contudo formar ligações cerâmicas. Queimas realizadas a temperaturas mais altas tornam mais elevada a resistência à flexão dos concretos. A temperatura de queima que confere a concretos refratários feitos com cimentos aluminosos um valor máximo de resistência à flexão residual é aproximadamente 1400°C.

Concretos contendo cimento de alumina foram ensaiados após queima sob diferentes temperaturas. Inicialmente, o aumento da temperatura de queima leva os concretos a terem sua resistência à flexão reduzida. A partir de 1093°C, a resistência a flexão passa a aumentar ligeiramente, e essa tendência continua até uma temperatura de 1371°C. (PETZOLD e ROHRS, 1970 *apud* BAZANT *et al.*, 1996).

Testes experimentais executados pelo ACI 547R-79 (1983), levaram à conclusão de que a queima de concretos com cimentos hidráulicos queimados a temperaturas entre 105 e 540°C fez com que seu módulo de ruptura se reduzisse em valores que vão de 25 a 50%, tomando-se como referência o módulo de ruptura dos concretos não-queimados.

A figura 2.4 apresenta resultados de módulo de ruptura de concreto refratário com alto teor de alumina, em diversas condições de temperatura. Para ensaios a quente, observa-se que, de uma maneira geral, quanto maior a temperatura de queima, menor o módulo de ruptura. A exceção a esse comportamento se dá para temperaturas de queima em torno de 800°C, em que o módulo de ruptura obtido a quente sofreu um aumento, voltando a diminuir para temperaturas um pouco maiores. No que se refere aos ensaios a frio, nota-se que, até cerca de 800°C, o aumento da temperatura de queima reduz o

módulo de ruptura. A partir de 800°C, o aumento na temperatura de queima se reflete em aumento suave do módulo de ruptura. Finalmente, a temperaturas de cerca de 1400°C se inicia o desenvolvimento de ligações cerâmicas nos concretos, o que leva a um aumento substancial de seu módulo de ruptura (WYGANT e BULKLEY, 1954 *apud* BAZANT *et al.*, 1996).

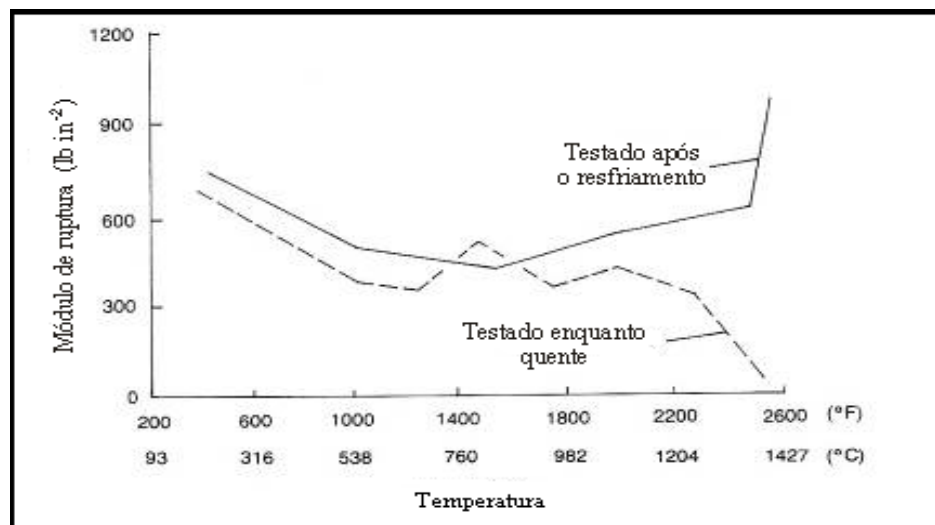


Figura 2.4: Módulo de ruptura de concretos refratários com alto teor de alumina, queimados sob diversas temperaturas, e ensaiados a quente e a frio (WYGANT e BULKLEY, 1954 *apud* BAZANT *et al.*, 1996).

Testes de flexão realizados em amostras de concreto refratário alto adensável, com baixo teor de cimento e contendo bauxita, indicaram que, quando queimado a 1000 e 1500°C, seu módulo de ruptura é de, respectivamente, 9 e 2 MPa (ALTUN, 2001).

Ensaaios sob altas temperaturas realizados em concretos com alto teor de alumina demonstraram que seu módulo de ruptura a quente atingiu um valor máximo (cerca de 12 MPa) para uma temperatura de ensaio de 1200°C (DÍAZ e TORRECILLAS, 2009).

2.2 Uso de fibra como reforço na matriz

Os primeiros registros da utilização de fibras para melhorar o comportamento de materiais de construção datam de 3200 anos atrás. No Antigo Egito e em Roma, os tijolos de adobe eram reforçados com fibras de palha e raízes, com o propósito de se

obterem compósitos mais resistentes (BALAGURU e SHAH, 1992).

Os concretos reforçados com algum tipo de fibra vêm sendo cada vez mais necessários, e sua utilização aumentando continuamente na construção civil. As fibras, dependendo da sua natureza, forma e dosagem, proporcionam aos concretos e argamassas uma versatilidade de grande importância. Atualmente, dispõe-se de tecnologia para o desenvolvimento de concretos reforçados com fibra com maior durabilidade, ductilidade, resistência a impacto e à tração na flexão.

As propriedades do concreto fibroso dependem principalmente da forma geométrica das fibras, da sua relação de aspecto (L_f/D_f), do seu teor volumétrico, de sua orientação e distribuição na matriz de concreto, das características da matriz, da tensão de aderência fibra-matriz, e da relação entre dimensão máxima do agregado e comprimento da fibra.

Quando se adicionam fibras ao concreto, este deixa de ter comportamento marcadamente frágil, adquirindo ductilidade. Isto ocorre pelo fato de a fibra servir como ponte de transferência de tensões ao longo das fissuras. Fibras curtas adicionadas ao concreto atuam como obstáculos ao desenvolvimento de microfissuras. Na matriz fissurada, parte das tensões é transferida para as fibras ao longo de sua superfície, onde são desenvolvidas tensões de aderência. Conseqüentemente, para que a abertura das fissuras se verifique, é necessário o emprego de maior energia, e, à medida que tensões mais elevadas são transferidas através das fibras, mais microfissuras se formam no material (BALAGURU e SHAH, 1992).

É natural que, apesar de melhorar de modo substancial as propriedades mecânicas do concreto, a adição de fibras diminui sua trabalhabilidade. Quanto maior a relação de aspecto das fibras, maior será seu impacto sobre a trabalhabilidade do concreto (FIGUEIREDO, 2000).

2.2.1 Concreto refratário com fibra de aço

Para melhorar suas propriedades mecânicas, os concretos refratários podem ser reforçados com fibras de aço.

As fibras metálicas adicionadas aos concretos devem ter comprimento suficiente para garantir sua ancoragem na matriz, de forma que seja preciso empregar grande

quantidade de energia para arrancá-las.

Desde 1971, fibras de aço, de dimensões e formas geométricas bastante variadas, vêm sendo adicionadas a concretos refratários, em uma série de aplicações industriais.

Ensaio realizados indicaram que a queima do concreto refratário a 1093°C fez com que sua resistência à compressão e seu módulo de ruptura fossem significativamente reduzidos. Ao se adicionarem 2 % de fibra de aço (teor relativo à massa) ao concreto refratário, ele apresentou valores de resistência à compressão e de módulo de ruptura muito maiores, seja na condição não-queimada ou na queimada (LANKARD *et al.*, 1971 *apud* BAZANT *et al.*, 1996).

O concreto refratário reforçado com fibra de aço apresenta (a temperatura ambiente e a temperaturas elevadas), em relação ao concreto refratário sem fibra, maior resistência à flexão, maior tenacidade, maior resistência à compressão e maior resistência ao choque térmico, entre outras vantagens (LANKARD *et al.*, 1977 *apud* BAZANT *et al.*, 1996).

Através de ensaios experimentais, concluiu-se que a adição de fibra de aço em concretos refratários aumenta sua estabilidade térmica, sua resistência mecânica e sua vida útil (I-KHO e VEN-NEN, 1992).

Estudo da influência que fibras de aço (de comprimentos 25, 30 e 50 mm, e em teores de 2, 4, 5, 6 e 8%, em massa) exercem sobre concretos refratários evidenciaram que elas podem aumentar consideravelmente a resistência à flexão destes concretos, transformando-os de frágeis em dúcteis (MILOUD, 2004).

RAMAKRISHNAN (1989) e SINGH (2006), realizaram ensaios que mostraram o benefício que adição de fibras (em frações volumétricas de 0,5, 1,0, 1,5 e 2,0%) confere às propriedades relacionadas à fadiga de concretos refratários.

TOLEDO FILHO *et al.*, (2007), realizaram ensaios físicos e mecânicos em amostras de quatro diferentes misturas de concreto refratário denso. Uma das misturas não continha fibra, enquanto as outras três receberam a adição de 2, 4 e 6% de fibras de aço (teores em relação à massa do concreto). A fibra empregada tinha comprimento 25,4 mm e diâmetro 0,51 mm. Adicionalmente, as misturas também continham volastonita. Foram ensaiadas amostras secas a 110°C e amostras queimadas a 815°C. Os resultados obtidos

mostraram que as fibras aumentaram a resistência à compressão, a resistência à flexão, e, principalmente, a tenacidade do concreto refratário (não-queimado e queimado), tanto mais quanto maior o seu teor. Entretanto, a adição de fibras não alterou o módulo de elasticidade do concreto refratário. Foi verificado também que a queima a 815°C reduziu a densidade aparente (aumentando a porosidade), a resistência à compressão, a resistência à flexão, a tenacidade e o módulo de elasticidade de todos os concretos produzidos.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi elaborado com o objetivo de possibilitar a avaliação da influência do teor de fibras de aço adicionadas ao concreto refratário denso sobre as propriedades mecânicas e físicas do mesmo. Foram variadas também as temperaturas de queima dos concretos produzidos, e, além disso, alguns ensaios foram realizados a temperatura ambiente para determinação das propriedades residuais do concreto, enquanto outros foram feitos a quente.

A primeira etapa do programa consistiu na produção de quatro misturas de concreto refratário. Na primeira mistura, não foram utilizadas fibras, sendo esta, portanto, uma mistura de referência. À segunda, terceira e quarta misturas foram adicionadas frações volumétricas de fibra de aço de 0,60, 1,20 e 1,80%, respectivamente.

A seguinte nomenclatura foi utilizada para as misturas produzidas:

- CR0: concreto refratário denso sem fibra (ou concreto de referência);
- CR0,60: concreto refratário denso reforçado com um teor volumétrico de fibra de aço de 0,60% (o que equivale a um teor, em massa, de 2%);
- CR1,20: concreto refratário denso reforçado com um teor volumétrico de fibra de aço de 1,20% (o que equivale a um teor, em massa, de 4%);
- CR1,80: concreto refratário denso reforçado com um teor volumétrico de fibra de aço de 1,80% (o que equivale a um teor, em massa, de 6%).

Após a moldagem e o processo de cura, todos os corpos-de-prova foram secos a 110°C. Para que se obtivesse um maior entendimento a respeito do comportamento dos

concretos refratários produzidos, seja quanto a suas propriedades residuais, seja no que diz respeito à influência da temperatura de ensaio sobre os resultados, foram adotadas quatro situações básicas:

- (1) um grupo de amostras foram resfriadas e ensaiadas a temperatura ambiente, ou seja, 21°C (situação denominada **EA**);
- (2) um grupo de amostras foram submetidas a um ciclo de queima a 600°C e, após serem resfriadas, foram ensaiadas a temperatura ambiente, ou seja, 21°C (situação denominada **Q600-EA**);
- (3) um grupo de amostras foram ensaiadas a quente, a uma temperatura de 110°C (**E110**);
- (4) um grupo de amostras foram ensaiadas a quente, a uma temperatura de 600°C (**E600**);

Para se analisar a influência do processo de formação de ligações cerâmicas sobre as propriedades dos concretos refratários, algumas amostras sem fibras foram queimadas a 1000 e 1300°C, originando mais algumas situações:

- (5) um grupo de amostras foram submetidas a um ciclo de queima a 1000°C e, após serem resfriadas, foram ensaiadas à temperatura ambiente, ou seja, 21°C (situação denominada **Q1000-EA**);
- (6) um grupo de amostras foram queimadas a 1000°C e ensaiadas a temperatura de 110°C (**Q1000-E110**);
- (7) um grupo de amostras foram queimadas a 1000°C e ensaiadas a temperatura de 600°C (**Q1000-E600**);
- (8) um grupo de amostras foram queimadas a 1300°C e, após serem resfriadas, foram ensaiadas à temperatura ambiente, ou seja, 21°C (situação denominada **Q1300-EA**);
- (9) um grupo de amostras foram queimadas a 1300°C e ensaiadas a temperatura de 110°C (**Q1300-E110**);

(10) um grupo de amostras foram queimadas a 1300°C e ensaiadas a temperatura de 600°C (**Q1300-E600**).

As misturas de concreto refratário foram avaliadas através de ensaios experimentais tanto no estado fresco, com o ensaio da mesa de consistência padrão, quanto no estado endurecido, com ensaios físicos (massa específica aparente, resistência a erosão e ao choque térmico) e mecânicos (resistência à compressão e à flexão). Ensaios de compressão também foram feitos segundo as situações (5), (6) e (7). As amostras submetidas às situações (8), (9) e (10) foram utilizadas somente para testes de massa específica, compressão e flexão. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas e Materiais da COPPE/UFRJ.

3.1 Caracterização dos materiais

3.1.1 Concreto refratário

No presente estudo, foi utilizado o concreto refratário denso CEKAST-60 (produzido pela IKERA), que, segundo o fabricante, resiste a temperaturas de até 1650°C. Esse concreto, composto de cimento de aluminato de cálcio, tem suas características químicas mostradas na tabela 3.1, enquanto suas características físicas e mecânicas são apresentadas na tabela 3.2.

Tabela 3.1: Características químicas do concreto refratário (Fabricante: IKERA).

Características químicas		
Substância	Especificação(%)	Média (%)
Al ₂ O ₃	Mín. 52,00	53,54
SiO ₂	Máx. 40,00	37,79
Fe ₂ O ₃	Máx. 1,50	1,31
CaO	Máx. 6,00	4,65
TiO ₂	Máx. 2,50	2,26

Tabela 3.2: Características físicas e mecânicas do concreto refratário (Fabricante: IKERA).

Características físicas e mecânicas	
Propriedades	Especificação
Densidade aparente após moldagem (g/cm ³)	Mín. 2,25
Densidade aparente após 110°C x 24h (g/cm ³)	Mín. 2,20
Densidade aparente após 815°C x 5h (g/cm ³)	Mín. 2,10
Densidade aparente após 1400°C x 5h (g/cm ³)	Mín. 2,10
Variação linear dimensional após 815°C x 5h (%)	-0,5 até 0,5
Variação linear dimensional após queima a 1400°C x 5h (%)	-1,00 até 0,0
Condutividade térmica a 200°C (W/m.K)	0,88
Condutividade térmica a 400°C (W/m.K)	1,01
Condutividade térmica a 600°C (W/m.K)	1,05
Condutividade térmica a 800°C (W/m.K)	1,14
Condutividade térmica a 1000°C (W/m.K)	1,20
Massa específica após moldagem (g/cm ³)	> 2,25
Massa específica após secagem a 110°C x 24h (g/cm ³)	> 2,20
Resistência à erosão após queima a 815°C x 5h (cm ³)	Máx. 20,0
Resistência à compressão a temperatura ambiente após 110°C x 24h (MPa)	Mín. 50,00
Resistência à compressão a temperatura ambiente após 815°C x 5h (MPa)	Mín. 40,00
Resistência à compressão a temperatura ambiente após queima a 1400°C x 5h (MPa)	Mín. 55,00

A curva granulométrica do concreto refratário que foi utilizado neste trabalho é apresentada na figura 3.1.

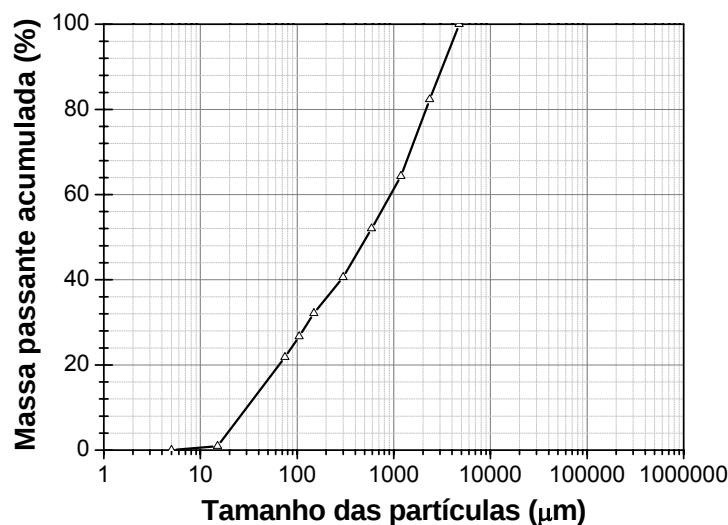


Figura 3.1: Curva granulométrica do concreto refratário (CEKAST-60).

3.1.2 Fibra de aço inoxidável

A fibra de aço utilizada nesse estudo é fabricada pela empresa Di Martino Indústrias

Metalúrgicas Ltda. Essa fibra é ondulada (tipo barra trefilada), com diâmetro de 0,51 mm (d_f) e comprimento de 25 mm (l_f), sendo sua relação de aspecto (l_f / d_f) igual a 49. Segundo o fabricante, sua máxima temperatura de utilização é de 900°C, e sua massa específica é de 7,8 Kg/dm³. A figura 3.2 ilustra a fibra de aço empregada.



Figura 3.2: Fibra de aço inoxidável usada.

Ensaio de resistência à tração direta na fibra de aço utilizada

O ensaio de tração direta foi realizado em fibras de aço queimadas a 600°C e em fibras de aço na condição normal (não-queimada), com o intuito de verificar se a queima a alta temperatura alterou sua resistência. A figura 3.3 ilustra o ensaio.



Figura 3.3: Ensaio para determinação da resistência à tração da fibra de aço utilizada.

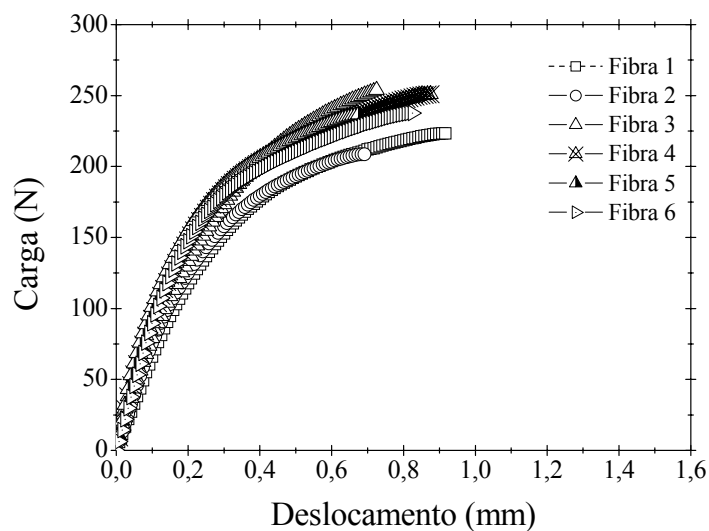
A tabela 3.3 apresenta os resultados de valor médio e de coeficiente de variação obtidos para a resistência à tração das fibras, tanto as queimadas como as não-queimadas. Foram ensaiadas seis amostras de cada tipo. A tabela indica que a queima não

modificou a resistência a tração das fibras. O coeficiente de variação calculado foi baixo, em torno de 7%.

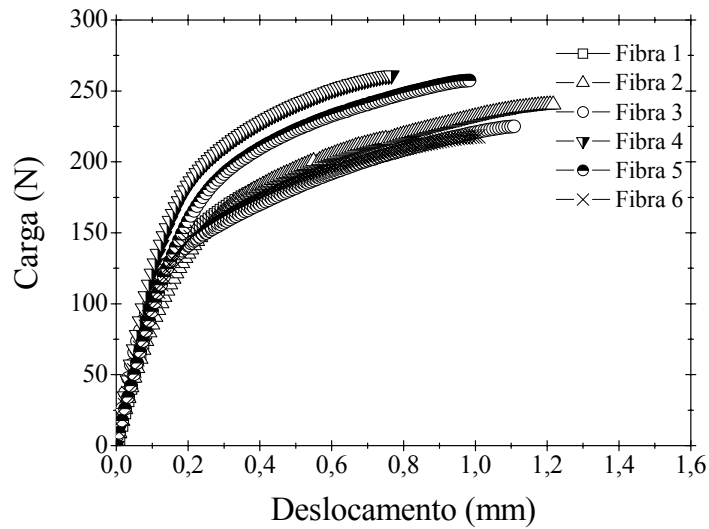
Tabela 3.3: Resultados de Resistência à Tração da fibra de aço utilizada (média e coeficiente de variação (%)).

Resistência à Tração (MPa) - CV(%)	
Fibra normal	Fibra queimada (600°C)
1174,5 (7,32)	1182,06 (7,22)

As curvas carga *versus* deslocamento, provenientes dos ensaios de tração direta, de seis amostras de fibra não-queimadas e de seis amostras de fibra queimadas são apresentadas nas figuras 3.4a e 3.4b, respectivamente. Conclui-se que a queima a 600°C não alterou a resistência à tração das fibras de aço.



a) Gráfico Carga *versus* Deslocamento de fibras de aço não-queimadas.



b) Gráfico Carga *versus* Deslocamento de fibras de aço queimadas a 600°C.

Figura 3.4: Gráfico Carga *versus* Deslocamento das fibras de aço, provenientes do ensaio de tração direta.

3.2 Composição das misturas

Como já foi citado na descrição do programa experimental, foram produzidas quatro misturas, com frações volumétricas de fibras de aço de 0, 0,60, 1,20 e 1,80%. Para a produção do concreto refratário, o fabricante recomenda que se use um teor de água entre 9 a 11%. No presente estudo, utilizou-se o teor de 11%, para que os concretos reforçados com fibra tivessem uma trabalhabilidade adequada para as condições de moldagem empregadas neste trabalho. A tabela 3.4 apresenta o consumo dos materiais por metro cúbico de mistura.

Tabela 3.4: Consumo (kg/m³) dos materiais utilizados na produção das misturas do concreto.

Consumo de materiais (kg/m ³)			
Mistura	Concreto	Água	Fibra de aço
CR0	2252,25	247,75	-
CR0,60	2203,89	247,75	48,36 (0,60% em vol.; 2% em massa)
CR1,20	2155,53	247,75	96,72 (1,20% em vol.; 4% em massa)
CR1,80	2107,17	247,75	145,08 (1,80% em vol.; 6% em massa)

3.3 Produção do concreto

Na produção do concreto refratário foi utilizado o misturador do tipo planetário, de eixo vertical e com capacidade útil de 100 litros (ver figura 3.5). O processo se deu em uma sala climatizada, a uma temperatura de $21 \pm 1^\circ\text{C}$.



Figura 3.5: Misturador planetário.

Inicialmente, a mistura de concreto refratário foi homogeneizada no misturador planetário, por 1 minuto. Em seguida, adicionava-se água, misturando-se o concreto por mais 5 minutos para se obter uma homogeneização satisfatória da mistura. No caso dos concretos reforçados com fibras de aço, estas foram adicionadas após a colocação da água. A figura 3.6 ilustra o processo de produção do concreto refratário.



a)



b)



c)

Figura 3.6: Processo de produção do concreto refratário: a) homogeneização do concreto, b) mistura após a adição da água e c) mistura após a colocação das fibras de aço.

3.4 Concreto no estado fresco

Após a preparação das misturas, foram medidos seus índices de espalhamento utilizando-se uma mesa de consistência padrão (ver figura 3.7), de acordo com a NBR 7215 (1996).



a)



b)



c)

Figura 3.7: Ensaio em mesa de consistência padrão: a) colocação da 1ª camada de concreto, b) preenchimento das três camadas de concreto e c) retirada do cone para obtenção dos índices de consistência.

3.5 Moldagem e adensamento

A moldagem foi realizada em três camadas, tendo sido cada uma delas adensada durante 30 segundos em mesa vibratória. Foram moldados corpos-de-prova cúbicos de dimensão 50 mm para ensaios de determinação de massa específica, corpos-de-prova prismáticos de 115 x 115 x 25 mm para ensaios de erosão, corpos-de-prova prismáticos de 40 x 40 x 160 mm para ensaios de choque térmico, corpos-de-prova prismáticos de 50 x 50 x 228 mm para ensaios de flexão, corpos-de-prova prismáticos de 100 x 100 x 400 mm para ensaios de compressão a quente (600°C) (a partir desses corpos-de-prova, foram obtidas, por carotagem, amostras cilíndricas de 25 x 50 mm, nas quais se

realizaram os ensaios), e, por fim, corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 50 mm e altura de 100 mm para ensaios de compressão a temperatura ambiente e a quente (110°C). Deve-se citar que, nas amostras submetidas a ensaios de compressão, foi estudada a influência de sua geometria (dimensões das amostras) e também a influência da forma de obtenção das amostras (por moldagem ou carotagem) sobre sua resistência à compressão. Amostras de 25 x 50 mm foram obtidas por carotagem (amostras tipo 1), enquanto amostras de 50 x 100 mm foram moldadas (amostras tipo 2). Os valores médios de resistência à compressão obtidos a partir de ensaios realizados em amostras dos tipos (1) e (2), e seus coeficientes de variação, foram, respectivamente 73,29 MPa (CV de 1,87%) e 69,11 MPa (CV de 0,52%). Com base em análise de variância (ANOVA), verifica-se que o tipo de corpo-de-prova, com geometria e modo de obtenção variados, tem influência sobre a resistência do concreto. Entretanto, como essa influência foi pequena (6%), foram utilizados nesse trabalho os resultados das amostras carotadas. A figura 3.8 ilustra o processo de moldagem dos corpos-de-prova.



a)



b)

Figura 3.8: Processo de moldagem: a) preparação dos moldes e b) preenchimento dos moldes com o concreto refratário.

3.6 Processos de cura, secagem e queima

Após o processo de moldagem, os corpos-de-prova permaneceram, por cerca de duas horas, em uma sala climatizada com temperatura controlada de $21 \pm 1^\circ\text{C}$, cobertos por panos umedecidos. Em seguida, foram levados para uma câmara úmida (temperatura de $21 \pm 1^\circ\text{C}$ e umidade relativa de 100%), nela permanecendo por 24 horas. Encerrado esse período, os corpos-de-prova foram desmoldados e colocados novamente na câmara

úmida, onde permaneceram por mais 24 horas (ver figura 3.9). Por fim, eles eram retirados da câmara para serem submetidos ao processo de secagem.



Figura 3.9: Câmara úmida.

A secagem iniciou-se logo após a retirada das amostras da câmara úmida. Todos os corpos-de-prova foram secos em estufa com circulação de ar, como ilustra a figura 3.10. Conforme recomendado pelo fabricante do concreto, a rampa de aquecimento foi de $18^{\circ}\text{C}/\text{h}$. O processo levou aproximadamente 5 horas, desde a temperatura ambiente (cerca de 21°C) até atingir 110°C , temperatura essa mantida por 24 horas (ver figura 3.11).



Figura 3.10: Estufa com circulação de ar.

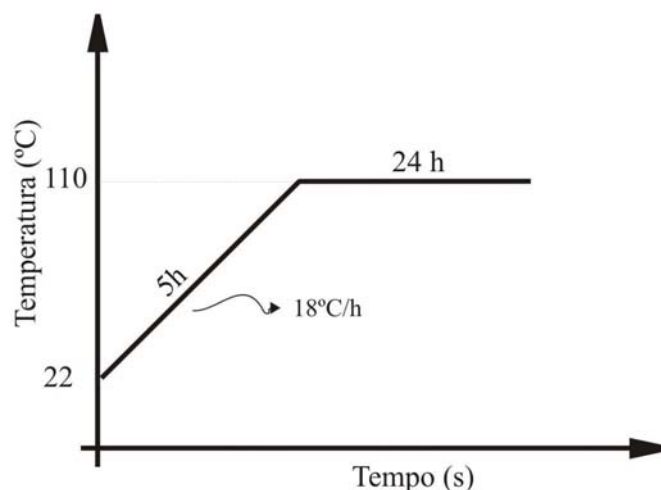


Figura 3.11: Rampa de aquecimento para o processo de secagem do concreto refratário.

Conforme mencionado anteriormente, uma parte dos corpos-de-prova passou por um processo de queima. O principal objetivo da queima dos corpos-de-prova foi simular as situações que ocorrem em equipamentos de UCCF's de refinarias de petróleo, onde os concretos refratários ficam expostos a uma temperatura de cerca de 600°C. As amostras foram queimadas em uma mufla com temperatura máxima de uso de 1100°C (ver figura 3.12), de acordo com a rampa de aquecimento fornecida pelo fabricante do concreto refratário. Até 110°C, foi utilizada a mesma rampa do processo de secagem. De 110°C até 600°C, a rampa foi de 40°C/h, totalizando um tempo de 12 horas e 15 minutos de aquecimento. Os corpos-de-prova permaneceram sob a temperatura de 600°C por 6 horas. Para as amostras queimadas a 1000°C, a rampa de queima foi a mesma utilizada até 600°C. De 600°C a 1000°C a rampa adotada foi de 90°C/h. Os corpos-de-prova permaneciam sob a temperatura de 1000°C por 6 horas. A rampa de aquecimento completa utilizada no processo de queima a 600 e a 1000°C é apresentada na figura 3.13.



Figura 3.12: Mufla utilizada para queima das amostras.

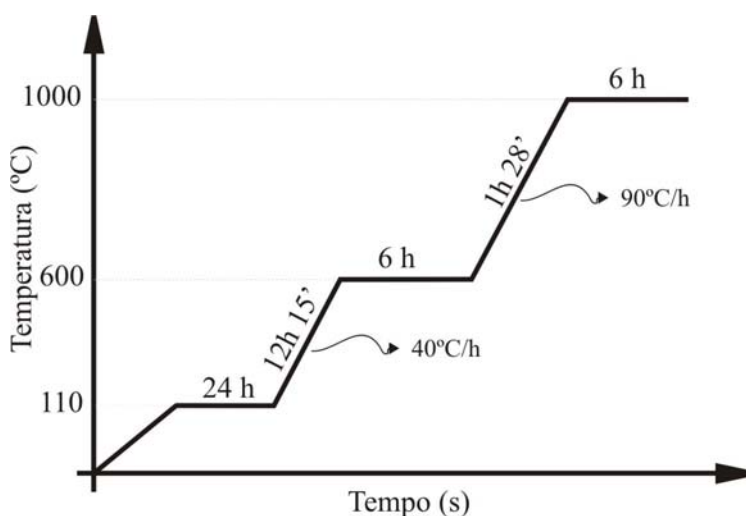


Figura 3.13: Rampa de aquecimento do processo de queima do concreto refratário a 600 e 1000°C.

Para a queima das amostras a 1300°C, foi utilizada uma mufla do Laboratório da Metalurgia da COPPE/UFRJ, uma vez que a mufla do Laboratório de Estruturas e Materiais não é capaz de atingir essa temperatura (1300°C). Inicialmente, as amostras sofreram queima até 600°C, conforme citado anteriormente. Em seguida, elas foram resfriadas até a temperatura ambiente (dentro da mufla). Por fim, foram queimadas, de 21 até 1300°C através de uma rampa de aquecimento constante (90°C/h), durante 14 horas e 20 minutos. Atingidos os 1300°C, as amostras permaneciam por mais 6 horas sob essa temperatura.

3.7 Concreto no estado endurecido

As propriedades do concreto no estado endurecido foram avaliadas com o auxílio de técnicas estatísticas. Fez-se uma análise de variância através do método ANOVA, com um nível de 5% de probabilidade, seguida pelo teste de comparação das médias de Tukey. A análise de variância baseia-se na relação da variabilidade das médias entre os grupos e da variabilidade das observações dentro dos grupos, e na distribuição de Fischer (F). Admitiu-se como hipótese básica a igualdade entre os valores médios dos diferentes tratamentos. Os valores calculados de F são comparados com o valor de F tabelado, em função dos graus de liberdade do tratamento avaliado e do resíduo. Se F calculado for maior que F tabelado, existem evidências de diferença significativa entre pelo menos um par de médias de tratamento. Caso contrário, não há evidências de diferença significativa entre tratamentos (MONTGOMERY & RUNGER, 2003). No *Anexo F* são apresentadas as tabelas com os valores de F calculado e F tabelado de cada parâmetro analisado, assim como os valores de comparação das médias de tratamento com base no teste de Tukey.

3.7.1.1 Resistência à compressão

Após a moldagem dos corpos-de-prova cilíndricos a serem ensaiados à compressão, suas bases (inferior e superior) normalmente apresentam irregularidades que as tornam não-planas, o que pode provocar uma distribuição não-uniforme das tensões de compressão. Para evitar que isso ocorra, as bases de cada corpo-de-prova foram faceadas por meio de um torno mecânico.

Os ensaios de resistência à compressão nos concretos refratários foram realizados em uma prensa SHIMADZU SERV-PULSER (com capacidade de 450 e 300 kN de cargas estática e dinâmica, respectivamente), de sistema hidráulico servo-controlado e com processos para possibilitarem a realização de ensaios sob temperaturas elevadas. A taxa de deslocamento axial, controlada, foi de 0,1 mm/min.

Os ensaios sob temperatura ambiente foram realizados de acordo com a NBR 11222 (2002). Para a realização dos ensaios de compressão a quente, foram necessários a idealização e posterior desenvolvimento de dois fornos específicos.

Ensaio realizado a temperatura ambiente

A configuração da prensa utilizada para os ensaios sob temperatura ambiente, ilustrada na figura 3.14, permite que se aplique uma carga máxima de 450 kN. O deslocamento dos corpos-de-prova foi registrado a partir da média fornecida por dois transdutores elétricos (LVDT's), acoplados por anéis metálicos posicionados na região central do corpo-de-prova.



a)



b)

Figura 3.14: Ensaio de compressão: a) configuração para ensaio de compressão a temperatura ambiente e b) leitura de deslocamento por meio de LVDT's.

Ensaio realizado a quente (110°C e 600°C)

Para os ensaios realizados a 110°C, a configuração da prensa foi a mesma da utilizada para os ensaios a temperatura ambiente. No entanto, foi acoplado à prensa um forno de diâmetro de 385 mm e altura de 450 mm, mostrada na figura 3.15. A rampa de aquecimento usada foi de 4°C/min, o que requereu um tempo de cerca de 28 minutos para se atingir a temperatura de ensaio. No momento em que se atingia essa temperatura, a carga era aplicada pela prensa a uma taxa de 0,1 mm/min, em um tempo de 10 minutos e 25 segundos, em média.

No momento em que os ensaios desse trabalho foram realizados, não encontrava-se operacionalizado o sistema de medição de deformação a altas temperaturas. Assim, os

valores de deformação foram calculados a partir da leitura do deslocamento do travessão da mesa da prensa. Esse procedimento não resulta em valores de deformação com precisão suficiente, de modo que a análise das deformações decorrentes dos ensaios de compressão a quente foi feita apenas de forma qualitativa.



Figura 3.15: Montagem do forno para o ensaio de compressão a temperatura de 110°C.

Os acessórios da prensa foram, nesse trabalho, especialmente projetados para a realização de ensaios a altas temperaturas, sendo feitos de um tipo de aço que suporta, para uma carga de até 300 kN, uma temperatura máxima de 250°C. Já para os ensaios a 600°C, foi preciso fazer uma modificação nos acessórios da prensa. Nessa nova configuração, a capacidade de carga passou a ser de 50 kN e a temperatura máxima, de 850°C.

Para se realizar essa etapa dos ensaios, foi preciso utilizar corpos-de-prova cilíndricos com dimensões modificadas: diâmetro de 25 mm e altura de 50 mm. Com isso, os corpos-de-prova puderam ser levados à ruptura com valores de carga menores do que a carga máxima dessa configuração, que é de 50 kN. Os corpos-de-prova com essas novas dimensões foram extraídos de amostras prismáticas (100 x 100 x 400 mm), por meio de uma furadeira radial com avanço de 0,16 mm/rot (milímetros por rotação). A figura 3.16 ilustra o processo de carotagem das amostras.



a)



b)



c)



d)

Figura 3.16: Processo de carotagem: a) máquina para carotagem, b) furadeira radial, c) corpo-de-prova antes do faceamento e d) amostras prontas para serem ensaiadas.

O diâmetro e a altura do forno utilizado para este ensaio são, respectivamente, 560 e 715 mm. Usou-se a mesma rampa de aquecimento do ensaio a 110°C, o que fez com que o tempo total de aquecimento fosse de cerca de 2 horas e 45 minutos. A figura 3.17 ilustra a configuração utilizada para os ensaios de compressão a 600°C.



Figura 3.17: Configuração para ensaio de compressão a 600°C, com amostras de diâmetro 25 mm e comprimento 50 mm, e preparação do forno na prensa.

3.7.1.1.1 Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade dos concretos produzidos foi calculado utilizando-se o módulo secante para uma tensão igual a 40% da tensão limite da curva tensão versus deformação (ASTM C469, 2002). A equação (3.1) expressa o cálculo do módulo de elasticidade.

$$E = (\sigma_{c2} - \sigma_{c1}) / (\varepsilon_{a2} - \varepsilon_{a1}) \quad (3.1)$$

Onde:

E é o módulo de elasticidade;

σ_{c2} é a tensão de compressão correspondente a 40% da carga última;

σ_{c1} é a tensão de compressão correspondente à deformação axial ε_{a1} ;

ε_{a1} é a deformação axial de 0,000050;

ε_{a2} é a deformação axial relativa à tensão σ_{c2} .

O módulo de elasticidade das amostras ensaiadas nas situações a quente (E110 e E600) foram calculados utilizando-se valores de deformação obtidos a partir das medições de deslocamento do travessão da mesa.

3.7.1.2 Resistência à flexão

Os ensaios de resistência à flexão dos concretos refratários foram realizados em uma prensa SHIMADZU SERVO-PULSER de sistema hidráulico, configurada para a realização de ensaios sob temperatura de até 850°C, com capacidade de carga de 50 kN, servo-controlada e com controle de deslocamento axial a uma taxa de 0,1 mm/min. A prensa utilizada é mostrada na figura 3.18.



Figura 3.18: Prensa SHIMADZU para ensaios de resistência à flexão.

Ensaio realizado a temperatura ambiente

O ensaio de resistência à flexão a temperatura ambiente foi feito de acordo com a NBR 11222 (2002). Foi utilizado um LVDT com curso de 12 mm para medir o deslocamento da peça, conforme ilustra a figura 3.19. As curvas carga *versus* deslocamento de todos os concretos produzidos foram obtidas para as situações EA, Q600-EA e Q1300-EA.



Figura 3.19: Leitura do deslocamento (deflexão) através de LVDT no ensaio a flexão.

Ensaio realizado a quente (110°C e 600°C)

Seguindo-se a NBR 9642 (1999), foram realizados os ensaios sob altas temperaturas nos concretos refratários. Foram obtidas as curvas carga *versus* deslocamento de todos os tipos de concretos, para as situações E110, Q1300-E110, Q1300-E600 e para a situação E600 (essa última, somente para o concreto sem fibra (CR0)).

Ao aparato do ensaio a temperatura ambiente, foi acoplado um forno de 560 mm de diâmetro e 715 mm de altura, com rampa de 4°C/mim para aquecimento dos corpos-de-prova (ver figura 3.20). Quando o forno alcançasse a temperatura desejada para o ensaio, os comandos da prensa eram acionados, dando-se início à aplicação de carga. O LVDT interno da prensa, com capacidade de 2 mm e apropriado para altas temperaturas, foi usado para se efetuar a leitura do deslocamento, como mostrado na figura 3.21.



Figura 3.20: Preparação do forno para o ensaio a temperatura de 600°C.



Figura 3.21: Detalhe do controle do deslocamento para ensaio sob alta temperatura (LVDT interno).

3.7.1.2.1 *Índice de tenacidade*

A tenacidade de um material é uma medida da sua capacidade de absorção de energia. Existem diversas normas que estabelecem procedimentos para a obtenção da tenacidade à flexão. Estimou-se a tenacidade dos concretos por meio do método da norma Japonesa JCSE SF4 (1983).

Segundo a norma Japonesa (JSCE-SF4, 1983), a tenacidade (T_b) é definida como a

energia necessária para se fletir uma viga até que a deflexão do ponto central do vão da viga atinja um valor igual ao comprimento desse vão (L) dividido por 150. Essa energia, ou seja, a tenacidade T_b , é dada pela área sob a curva carga *versus* deflexão proveniente do ensaio de flexão (SHAH, 1991). A figura 3.22 ilustra a tenacidade T_b . No caso dos ensaios deste trabalho, a relação $L/150$ equivale a uma deflexão de 1,20 mm, uma vez que o comprimento do vão foi de 180 mm. Adicionalmente, foi também calculada a tenacidade correspondente à deflexão de 1,60 mm.



Figura 3.22: Curva carga *versus* deslocamento para determinação do fator de tenacidade (FT), segundo critérios da norma japonesa JSCE-SF4 (1983).

O fator de tenacidade à flexão (FT) é calculado conforme a equação (3.2).

$$FT = (T_b / L) \times (\delta_{tb} / b \times h^2) \quad (3.2)$$

Onde:

FT é o fator de tenacidade da flexão;

T_b é a tenacidade na flexão;

L é o vão do corpo-de-prova durante o ensaio;

δ_{tb} é a deflexão equivalente a $L/150$;

b é a largura do corpo-de-prova;

h é a altura do corpo-de-prova.

3.7.2 Ensaios físicos

3.7.2.1 Massa específica e Porosidade aparente

Os valores da massa específica e porosidade aparente do concreto refratário foram determinados de acordo com os procedimentos estabelecidos pela norma ASTM C20-00 (2000). Este ensaio foi realizado nas amostras CR0, CR0,60, CR1,20 e CR1,80, para as situações EA, Q600-EA e Q1300-EA.

O ensaio se inicia com a retirada das amostras da estufa (110°C). A seguir, deixava-se que as amostras esfriassem até a temperatura ambiente (ou seja, temperatura da sala de ensaio, cerca de 21°C), e a primeira pesagem das amostras secas era feita. Em seguida, as amostras eram colocadas em um béquer de vidro com uma base cerâmica, cobertas com água, e com a ajuda de um agitador essa água era aquecida por 15 minutos, até que a temperatura estivesse em torno de 100°C. Após este prévio aquecimento, o béquer era colocado em cima de uma plataforma aquecedora de alumínio com temperatura máxima de 200°C (que neste momento já estava aquecida), onde fervia por 2 horas (período de ebulição). Passado esse tempo, o béquer era retirado da placa aquecedora e as amostras só poderiam ser retiradas de dentro do béquer após um período mínimo de 12 horas. As amostras eram então encaminhadas para a pesagem submersa. No fundo de uma balança era acoplada uma cesta que ficava dentro de um recipiente coberto por água, onde a amostra era colocada e pesada embaixo da água. Para a realização da última pesagem, era necessária a retirada da cesta de dentro do recipiente. Efetuava-se então a calibração da balança e em seguida as amostras eram pesadas novamente, para se determinar seu peso saturado. As etapas desse processo estão ilustradas na figura 3.23.



a)



b)



c)



d)



e)

Figura 3.23: Ensaio de massa específica: a) pesagem da amostra seca, b) aquecimento da água, c) saturação da amostra por 2 horas, d) pesagem submersa e e) pesagem da amostra saturada.

Com base nos valores dos três tipos de pesagem (seca, submersa e saturada), obtidos através do ensaio, os valores da massa específica e da porosidade aparente foram calculados de acordo com a ASTM C20-00 (2000).

3.7.2.2 Resistência à erosão

O ensaio de resistência à erosão tem como principal objetivo a determinação da resistência do material ao desgaste provocado por um jato de uma certa partícula erosiva. Este ensaio foi realizado nas situações EA, Q600-EA e E110, para todos os concretos, com exceção da situação E110, em que foram utilizadas somente as amostras CR0 e CR0,60. Como não existe uma norma específica para ensaios de erosão a quente, os ensaios foram feitos com base na NBR 13185 (1999), norma para a determinação da resistência à erosão sob temperatura ambiente, sendo necessárias então algumas modificações para o caso em que os ensaios eram realizados a altas temperaturas.

No presente trabalho, foi projetado e desenvolvido um forno específico para viabilizar a realização dos ensaios de erosão a 110 e a 600°C. Deve-se enfatizar que esse foi o primeiro trabalho que apresenta resultados de ensaios de erosão realizados a quente do Laboratório de Estruturas e Materiais da COPPE/UFRJ.

A partícula erosiva utilizada foi o carbeto de silício preto, tipo rebolo, com massa específica aparente entre $1,50\text{g/cm}^3$ e $1,55\text{g/cm}^3$, fornecido pela empresa Solotest Aparelhos para Mecânica do Solo Ltda. A granulométrica utilizada foi a recomendada pela NBR 13185. Assim, o carbeto de silício foi caracterizado por meio de uma série de peneiras, para se garantir a adequada distribuição granulométrica.

O equipamento empregado é apresentado em detalhes na figura 3.24. Ele consiste essencialmente de um forno onde se coloca a amostra, um forno para aquecimento do ar, um regulador de pressão e um ejetor de material erosivo. O ejetor é composto pelas entradas de ar e de material erosivo, e pela guia do tubo de alumina.



a)



b)



c)



d)



e)

Figura 3.24: Ensaio de erosão: a) equipamento utilizado (erosímetro), b) colocação da amostra dentro da câmara, c) imersão do carbeto de silício, d) entrada do carbeto através do ejeter e e) amostra ensaiada.

A amostra era pesada e seu volume inicial era obtido para determinar a perda de massa e a perda volumétrica ao final do ensaio. O corpo-de-prova foi posto dentro da câmara de metal, apoiado sobre o suporte interno com ângulo de 0° . Para os ensaios realizados com temperaturas maiores do que a ambiente, foram ligados os dois fornos. No primeiro forno, onde a amostra era aquecida (câmara de metal maior), foi utilizada uma rampa de aquecimento de $4^\circ\text{C}/\text{min}$, para temperaturas de ensaio de 110 e 600°C .

Quando os dois fornos atingiam as temperaturas programadas, em cada situação de ensaio, o compressor era ligado e o jato de ar acionado. Dessa forma, adicionava-se 1 kg de carbeto de silício pelo funil, onde, através do ejeter (formado pela entrada de ar e do material erosivo), esse material encontrava-se com o ar quente e, através do tubo de alumina, era bombardeado sobre a superfície do corpo-de-prova. A pressão de vácuo utilizada foi de 300 mmHg , sendo a pressão do ar de 7 bar e o ângulo de incidência entre o jato de partícula erosiva e a amostra de 90° . A duração estimada do ensaio foi de 7 minutos e 18 segundos. Após esse tempo, o jato era interrompido e esperava-se o resfriamento do forno. A distância entre a face da amostra a ser erodida e a extremidade do tubo de alumina era de 175 mm .

Para os ensaios realizados a temperatura ambiente, procedeu-se de maneira semelhante,

sendo obviamente desnecessário o aquecimento dos fornos.

Por fim, a amostra era novamente pesada para que se calculasse a perda de massa do material provocada pela erosão. A perda volumétrica de material foi obtida através da equação (3.3). A diferença entre os valores máximos e mínimos de perda de massa do material, para corpos-de-prova do mesmo tipo, não poderia exceder 0,5 cm³. Foram realizadas medições em três amostras de cada tipo de concreto.

$$\Delta V = (m_1 - m_2) / M_{ea} \quad (3.3)$$

Onde:

ΔV é a perda de material após o ensaio de erosão;

m_1 é a massa do corpo-de-prova antes do ensaio;

m_2 é a massa do corpo-de-prova após o ensaio;

M_{ea} é a massa específica aparente do corpo-de-prova.

3.7.2.3 Resistência ao choque térmico

O ensaio de choque térmico visa à verificação do surgimento de fissuras no concreto e o acompanhamento da propagação dessas fissuras conforme ocorrem os ciclos bruscos de aquecimento e resfriamento. Este ensaio foi realizado em todas as amostras de concreto (CR0; CR0,60; CR1,20 e CR1,80), secas a 110°C.

Foi desenhado e construído um forno específico para possibilitar a realização de ensaios de choque térmico sob altas temperaturas, o que jamais havia sido feito no Laboratório de Estruturas e Materiais da COPPE.

O corpo-de-prova era colocado dentro do forno, que foi aquecido até a temperatura estabelecida de ensaio (600°C), com rampa de aquecimento de 4°C/min. Ao atingir a temperatura desejada, a amostra era mantida dentro do forno por um período de 10 minutos, e em seguida o comando do ciclo automático do equipamento era acionado, o que levava a amostra à imersão em água corrente durante 5 minutos, sob temperatura de 24°C (portanto, o gradiente de temperatura de cada ciclo foi de 576°C). Passado esse

tempo, retirava-se a amostra da água e ela era exposta à temperatura ambiente por mais 5 minutos, para que se verificasse o surgimento de fissuras. Caso alguma fissura fosse notada, o seu acompanhamento era realizado utilizando-se um fissurômetro com precisão de 0,2 mm. Assim, um ciclo completo era totalizado em 20 minutos. Cada amostra era submetida a 20 ciclos, com o devido acompanhamento do surgimento e a medição da abertura das fissuras selecionadas. Foram escolhidas, para acompanhamento, as primeiras fissuras visíveis que ocorriam nas amostras. A figura 3.25 ilustra os procedimentos adotados.



a)



b)



c)



d)



e)

Figura 3.25: Ensaio de choque térmico: a) equipamento utilizado, b) amostra aquecida, c) resfriamento da amostra, d) leitura das fissuras com fissurômetro e e) medida da abertura das fissuras.

4 ANÁLISE DE RESULTADOS

Nesse capítulo serão apresentados e discutidos os resultados obtidos a partir dos diversos testes experimentais realizados com os concretos produzidos, em todas as situações de temperatura de queima e temperatura de ensaio. A influência dos teores de fibra de aço utilizados nas misturas será analisada, verificando-se as vantagens que o reforço fibroso confere às propriedades mecânicas e físicas dos concretos refratários, tomando-se como referência os resultados do concreto refratário não-fibroso (CR0). Serão também comparados os resultados obtidos nas diferentes situações de temperatura de queima dos concretos, bem como de temperatura de ensaio (a temperatura ambiente, e a quente).

4.1 Propriedades no estado fresco

4.1.1 Índice de consistência

Na tabela 4.1 são apresentados os valores de espalhamento do concreto, obtidos através do ensaio da mesa de consistência padrão.

Tabela 4.1: Resultados de Espalhamento.

Concretos	Espalhamento (mm)
CR0	216
CR0,60	214
CR1,20	197
CR1,80	195

A figura 4.1 ilustra algumas leituras do espalhamento das misturas em estudo.



a) Mistura CR0;



b) Mistura CR0,60;



c) Mistura CR1,20;



d) Mistura CR1,80.

Figura 4.1: Medidas de espalhamento do concreto refratário.

Os resultados de espalhamento demonstram a redução da trabalhabilidade do concreto ao se adicionar, a este, fibras de aço. O concreto com teor de fibra de 0,60% apresentou espalhamento praticamente igual ao da mistura sem fibra, enquanto os concretos com 1,20 e 1,80% apresentaram, respectivamente, espalhamentos cerca de 9 e 10% menores do que o da mistura sem fibra. Apesar da redução do espalhamento nas duas misturas com mais quantidade de fibra, todas elas apresentaram trabalhabilidade adequada para que os corpos-de-prova fossem moldados por vibração.

4.2 Propriedades no estado endurecido

4.2.1 Ensaios mecânicos

4.2.1.1 Resistência à compressão

Curvas típicas tensão *versus* deformação de amostras dos quatro tipos de concreto produzidos, obtidas a partir de ensaios de compressão, estão apresentadas nas figuras

4.2 a 4.5, para as situações de ensaio EA, Q600-EA, E110 e E600, respectivamente. As curvas tensão *versus* deformação de todas as amostras, em todas as situações, são apresentadas no *Anexo A*.

Conforme mencionado no Capítulo 3, os valores de deformação nos ensaios a quente (E110 e E600) foram obtidos a partir da medição do deslocamento do travessão. Assim, uma análise comparativa direta (considerando os valores absolutos obtidos nos ensaios) dos resultados de compressão a quente será feita apenas no que diz respeito às tensões. Quanto aos valores de deformação de pico e do módulo de elasticidade, as análises são apenas relativas, ou seja, servirão somente para que se determine a influência que a adição de fibra de aço conferiu ao concreto refratário.

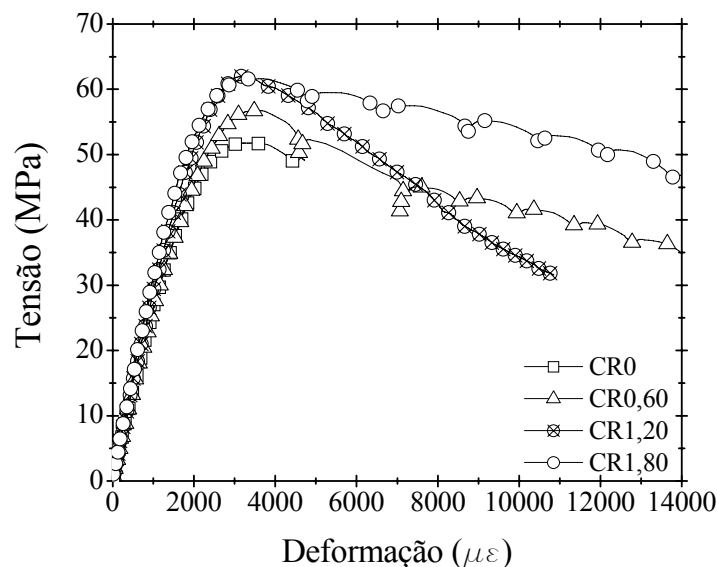


Figura 4.2: Curvas típicas tensão *versus* deformação, de todos os concretos, na situação EA.

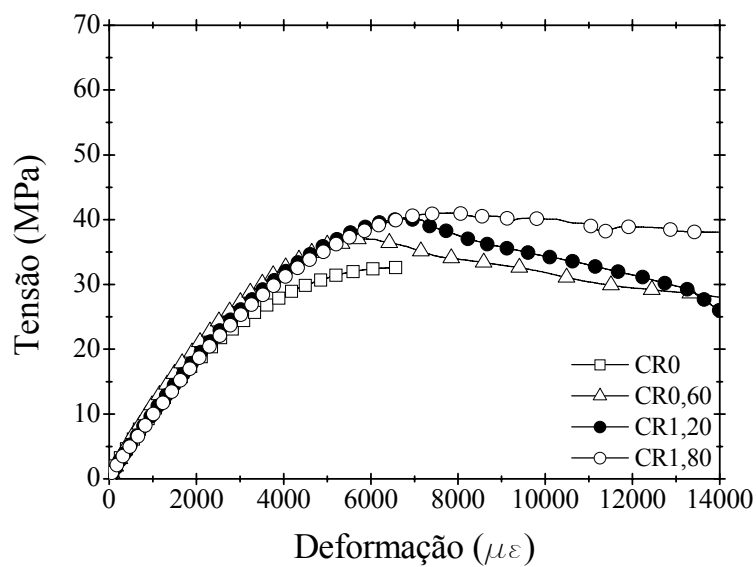


Figura 4.3: Curvas típicas tensão *versus* deformação de todos os concretos, na situação Q600-EA.

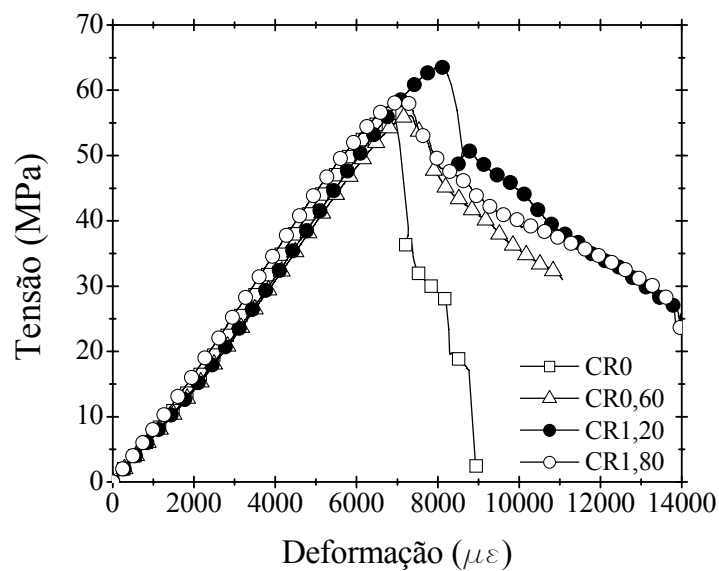


Figura 4.4: Curva típica tensão *versus* deformação de todos os concretos, na situação E110.

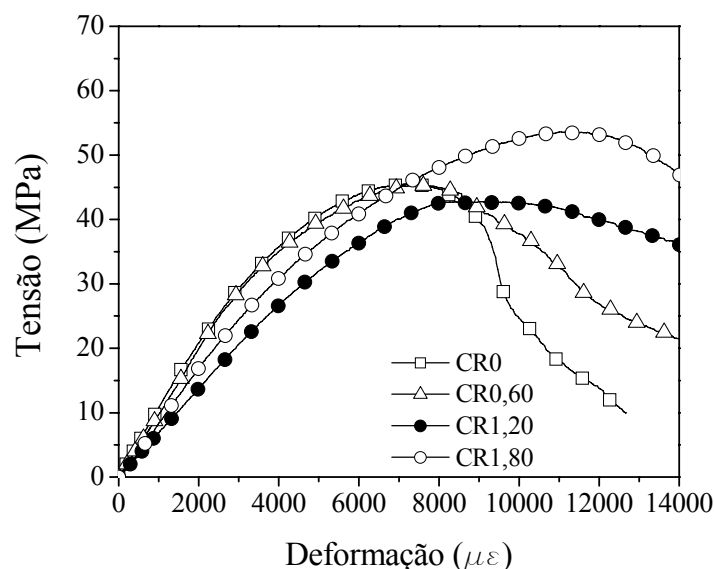


Figura 4.5: Curva típica tensão *versus* deformação de todos os concretos, na situação E600.

Os gráficos das figuras 4.2 a 4.5 mostram que, para todas as situações de ensaio (EA, Q600-EA, E110 e E600), à medida que o teor de fibra era aumentado, o desempenho dos concretos à compressão melhorava. Nesses gráficos, analisando-se as inclinações dos ramos descendentes das curvas tensão *versus* deformação, percebe-se que ocorre um acréscimo da tenacidade do concreto refratário, conforme se aumenta a fração volumétrica de fibra. É importante observar que essa inclinação, no ensaio a quente (110°C) é maior do que na situação em que o concreto é seco a 110°C e ensaiado a frio (EA) (ver figuras 4.2 e 4.4). Para a situação de queima a 600°C, o mesmo comportamento é notado, com a diferença de que nessa situação a matriz tem comportamento mais dúctil do que quando ensaiada a 110°C.

A tabela 4.2 apresenta os valores médios (com os respectivos coeficientes de variação) de resistência à compressão (f_c) obtidos, para todos os concretos, em todas as situações. Nas tabelas 4.3 e 4.4, são apresentados os resultados (médias e CV's) obtidos para a deformação de pico (calculada através de LVDT e do deslocamento do travessão - ε_{LVDT} e $\varepsilon_{Travessão}$) e o módulo de elasticidade (calculado através de LVDT e do deslocamento do travessão - E_{LVDT} e $E_{Travessão}$) de todos os concretos, somente para as situações EA e Q600-EA. A tabela 4.5 apresenta a deformação de pico e o módulo de

elasticidade, calculados a partir dos deslocamentos do travessão, para todos os tipos de concreto, nas situações E110 e E600.

Tabela 4.2: Resultados de Resistência à Compressão (média e coeficiente de variação (%)).

Resistência à Compressão (MPa)				
Concretos	Ensaio a frio (21°C)		Ensaio a quente	
	EA	Q600-EA	E110	E600
CR0	51,03 (2,97)	32,96 (0,99)	55,41 (1,46)	44,50 (4,68)
CR0,60	55,36 (2,19)	37,73 (2,28)	56,07 (1,99)	45,84 (1,30)
CR1,20	62,38 (2,53)	39,57 (2,90)	62,25 (3,49)	44,92 (6,70)
CR1,80	60,97 (2,84)	41,03(4,20)	59,11 (3,64)	54,31 (1,81)

Tabela 4.3: Resultados de Deformação de Pico e de Módulo de Elasticidade do ensaio a frio (EA) - (média e coeficiente de variação (%)).

Deformação de pico e Mód. de elasticidade - Ensaio a frio (21°C)				
Concretos	EA			
	$\varepsilon_{LVDt} (\mu\varepsilon)$	$E_{LVDt} - (GPa)$	$\varepsilon_{Travessão} - (\mu\varepsilon)$	$E_{Travessão} - (GPa)$
CR0	3378,80 (3,82)	26,56 (0,27)	8175,83 (3,28)	5,77 (3,29)
CR0,60	3518,65 (1,33)	26,78 (1,74)	9016,88 (6,59)	5,80 (9,23)
CR1,20	3245,42 (2,14)	29,67 (3,17)	8675,83 (4,39)	6,90 (10,77)
CR1,80	3807,55 (3,76)	29,83 (4,68)	8530,21 (1,59)	7,15 (0,24)

Tabela 4.4: Resultados de Deformação de Pico e de Módulo de Elasticidade do ensaio a frio (Q600-EA) - (média e coeficiente de variação (%)).

Deformação de pico e Mód. de elasticidade - Ensaio a frio (21°C)				
Concretos	Q600-EA			
	$\varepsilon_{LVDt} (\mu\varepsilon)$	$E_{LVDt} - (GPa)$	$\varepsilon_{Travessão} - (\mu\varepsilon)$	$E_{Travessão} - (GPa)$
CR0	6696,36 (2,72)	9,48 (1,01)	9220,00 (2,77)	4,19 (3,72)
CR0,60	5972,35 (4,08)	10,67 (1,74)	9507,29 (4,20)	4,17 (8,34)
CR1,20	6715,10 (5,23)	9,79 (3,58)	10043,37 (4,23)	4,18 (5,13)
CR1,80	7773,27 (6,51)	9,64 (9,28)	10922,70 (5,67)	4,37 (7,32)

Tabela 4.5: Resultados de Deformações de Pico e de Módulos de Elasticidades dos ensaios a quente (E110 e E600) - (média e coeficiente de variação (%)).

Deformação de pico e Mód. de elasticidade - Ensaio a quente (110 e 600°C)				
Concretos	E110		E600	
	$\varepsilon_{\text{Travessão}} (\mu\varepsilon)$	$E_{\text{Travessão}} (\text{GPa})$	$\varepsilon_{\text{Travessão}} (\mu\varepsilon)$	$E_{\text{Travessão}} (\text{GPa})$
CR0	7296,24 (2,46)	6,83 (1,85)	7615,39 (19,61)	8,46 (26,41)
CR0,60	7991,04 (3,52)	6,18 (8,26)	7693,13 (1,02)	8,40 (38,72)
CR1,20	8359,38 (5,78)	6,64 (4,48)	9496,88 (3,32)	7,72 (1,56)
CR1,80	7738,75 (5,23)	7,07 (7,66)	11179,38 (1,07)	7,54 (9,19)

Os resultados da tabela 4.2 indicam, em todos os quatro casos de ensaio, que a adição do reforço fibroso causou um aumento na resistência à compressão dos concretos em relação à matriz, para todos os teores de fibra empregados. Também nota-se que o concreto sem fibra (CR0), na situação EA, apresentou resistência à compressão ligeiramente superior ao valor estabelecido pelo fabricante, 50 MPa (ver tabela 3.2).

Para o caso de ensaio EA, o aumento na resistência à compressão, em relação aos resultados da matriz, foi de 8% para o teor de fibra de 0,60%, 22% para o teor de 1,20%, e 19% para o teor de 1,80%. O concreto de maior resistência a compressão foi o CR1,20 ($f_c = 62,38$ MPa).

Para as amostras que sofreram um ciclo de queima a 600°C (Q600-EA), as adições de 0,60, 1,20 e 1,80% de fibra tornaram o concreto, respectivamente, 14, 20 e 24% mais resistente à compressão. A resistência à compressão do concreto CR1,80 foi de 41,03 MPa.

Com relação aos resultados das amostras ensaiadas a quente (110°C), verificou-se que somente o concreto CR1,20 apresentou resistência à compressão significativamente maior (12%) do que a do concreto sem fibra.

Finalmente, para o caso de ensaios a 600°C (E600), a análise de variância dos resultados mostrou que apenas o concreto CR1,80 teve resistência a compressão estatisticamente diferente da resistência da matriz. Assim, esse concreto apresentou a mais alta resistência a compressão (54,31 MPa), 22% maior do que a da matriz. É importante mencionar que os coeficientes de variação mostrados na tabela 4.2 são bastante baixos

(sendo o maior deles de 6,70%), indicando pouca dispersão nos resultados.

Como era esperado, percebe-se, nas tabelas 4.3 e 4.4, que, tanto na situação EA como na Q600-EA, há uma grande diferença entre as deformações obtidas diretamente pelo LVDT e as calculadas a partir dos deslocamentos do travessão da mesa. Por consequência, também ocorreu o mesmo em relação aos resultados de módulo de elasticidade, já que estes são calculados a partir das deformações.

No que diz respeito à deformação axial de pico medida pelo LVDT na situação EA, somente o teor de 1,80% de fibra exerceu influência significativa (aumento de 13%) em relação ao resultado da matriz. As deformações de pico obtidas a partir do travessão foram cerca de duas vezes e meia maiores do que as medidas com LVDT's para as situações em estudo. Realizando-se uma análise comparativa da influência do reforço fibroso na deformação de pico da matriz, observa-se que o acréscimo máximo foi de cerca de 10% indicando, portanto, de forma relativa, um acréscimo da mesma ordem de grandeza do observado quando se utilizou o LVDT na medição.

Para o caso Q600-EA, o teor de 0,60% fez a deformação de pico (LVDT) diminuir 11% em relação à da matriz, enquanto que o teor de 1,20% não alterou de forma relevante esse parâmetro. O maior teor de fibra de aço (1,80%) levou a deformação de pico a um valor 16% maior do que o da matriz. As deformações de pico calculadas através do deslocamento do travessão foram aproximadamente 60% maiores do que as medidas por meio de LVDT's. Observe que, nesse caso, as deformações dos concretos fibrosos medidas utilizando-se o travessão indicam que ocorre um acréscimo na deformação de pico variando de 3 a 18% quando o reforço fibroso é utilizado na mistura.

Quanto ao módulo de elasticidade (obtido a partir das deformações medidas com LVDT's), na situação EA o valor obtido para a matriz não foi afetado de modo significativo quando um percentual de 0,60% de fibra foi adicionado ao concreto. Por outro lado, tanto os concretos com 1,20% de fibra como os concretos com 1,80% de fibra apresentaram valores de módulo de elasticidade cerca de 12% maiores do que o da matriz. O concreto com maior teor de fibra de aço apresentou módulo de elasticidade de aproximadamente 30 GPa. Pode-se observar também na tabela 4.3 que a relação entre módulo de elasticidade obtido a partir de LVDT e módulo de elasticidade obtido a partir do travessão é praticamente constante, em torno de 4,5. Observe-se que o maior

acréscimo relativo do módulo de elasticidade calculado com base no deslocamento do travessão (de cerca de 24%) foi observado para o concreto contendo uma fração volumétrica de fibras de aço de 1,80%, estando em consonância com o acréscimo observado quando se utilizou LVDT.

Na situação Q600-EA, apenas o concreto com 0,60% de fibra de aço teve módulo de elasticidade (obtido a partir do LVDT) significativamente maior (13%) do que o da matriz. Os valores obtidos estão próximos de 10 GPa. As razões entre os módulos calculados com LVDT e os módulos calculados a partir do travessão ficaram em torno de 2,40, para todos os quatro tipos de concreto. Uma análise relativa do módulo de elasticidade dos concretos fibrosos medidos pelo deslocamento do travessão indica que apenas a mistura CR1,80 apresenta um acréscimo de cerca de 4% em relação ao módulo da matriz. Todos os coeficientes de variação apresentados nas tabelas 4.3 e 4.4 foram menores do que 11%.

Os resultados relacionados na tabela 4.5 indicam que a maior deformação de pico (medida através do deslocamento do travessão da mesa), para a situação de ensaio realizado a 110°C, foi obtida pelo concreto CR1,20 (15% maior do que a do concreto CR0). Para a situação E600, o maior valor de deformação foi obtido para o concreto CR1,80 (47% maior do que a do concreto CR0). Também na tabela 4.5, vê-se que, na situação E110, o concreto CR1,80 foi o único a apresentar módulo de elasticidade ligeiramente maior do que o do concreto sem fibra (4%). Na situação E600, os valores de módulo de elasticidade diminuíram à medida que o teor de fibra adicionado aumentava. No entanto, essa diminuição foi bastante suave (máximo de 11%) e, como os coeficientes de variação obtidos foram altos, não se pode afirmar que a presença do reforço fibroso alterou o módulo de elasticidade do concreto, quando ensaiado a 600°C.

A tabela 4.6 apresenta o valor da tensão a partir do qual a curva tensão *versus* deformação deixa de ser linear para as situações EA e Q600-EA. Este valor é denominado FCS (*First Crack Strength* - resistência de primeira fissura). A relação entre o valor do FCS e o valor da tensão de pico dos concretos (f_c) também é listada na tabela 4.6.

Tabela 4.6: Resultados de FCS e da relação FCS/f_c (média e coeficiente de variação (%)).

FCS (MPa) e relação FCS/f_c (%)				
Concretos	EA		Q600-EA	
	FCS (MPa)	FCS/ f_c (%)	FCS (MPa)	FCS/ f_c (%)
CR0	12,52 (2,59)	24,5 (2,59)	5,72 (4,83)	17,4 (4,83)
CR0,60	13,80 (2,72)	24,9 (2,72)	7,29 (2,83)	19,3 (2,83)
CR1,20	16,45 (1,14)	26,4 (1,14)	8,04 (5,51)	20,3 (5,51)
CR1,80	18,75 (7,67)	30,7 (7,67)	8,13 (0,99)	20,0 (0,99)

A adição do reforço fibroso aumentou em até 25% os valores de FCS/f_c para a situação EA, e em até 17% para a situação Q600-EA. Isso indica que as fibras tiveram a capacidade de controlar o processo de fissuração, o que se reflete no aumento do trecho linear-elástico da curva tensão versus deformação.

Influência da situação de ensaio (quente x frio) no comportamento do concreto à compressão

A figura 4.6 apresenta gráficos de barra que ilustram, para todas as situações de temperatura, os valores de resistência à compressão de cada tipo de concreto.

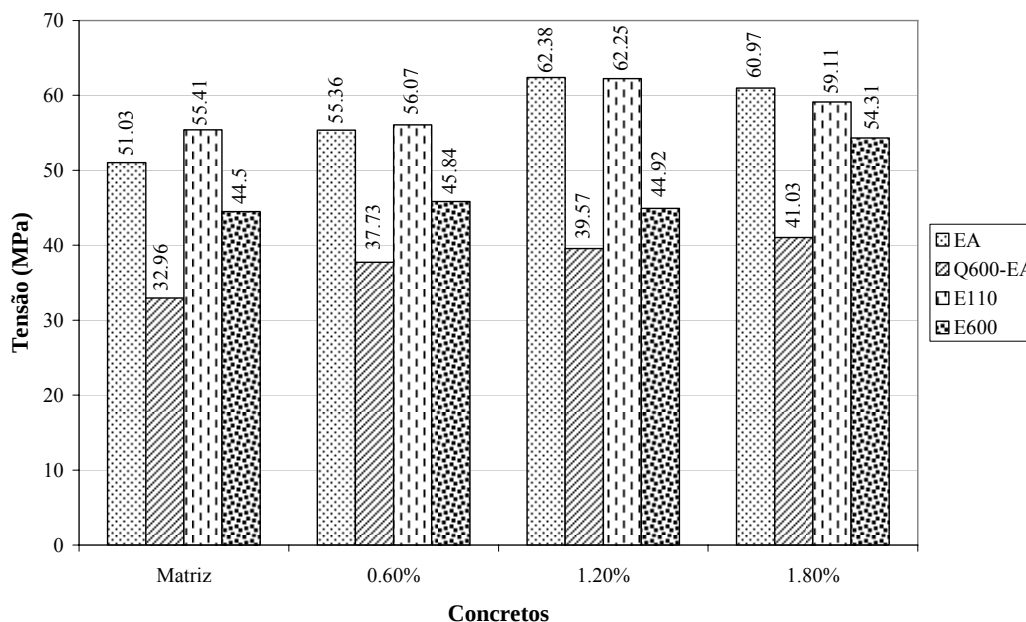


Figura 4.6: Comparação das resistências à compressão para as diversas situações de ensaio.

O gráfico da figura 4.6 indica que todos os concretos tiveram sua resistência à compressão reduzida após a queima a 600°C. As reduções variaram entre 32 e 37% (em relação aos resultados da situação EA). Na situação em que o ensaio era feito a 600°C, os concretos sem fibra, com 0,60% de fibra, com 1,20% de fibra e com 1,80% de fibra apresentaram resistência a compressão, respectivamente, 13, 17, 28 e 11% menores do que na situação EA.

Um importante fato observado no gráfico da figura 4.6 é a semelhança entre os resultados de resistência à compressão obtidos nas situações EA e E110, para todos os concretos estudados. A análise de variância (ANOVA) apontou que não há diferença estatisticamente relevante entre os resultados de resistência à compressão obtidos nas situações em que o concreto era apenas seco a 110°C (EA) e naquela em que o concreto era ensaiado a 110°C (E110), para todos os concretos contendo fibra de aço. Em relação ao concreto sem fibra, a resistência à compressão obtida na situação E110 foi cerca de 9% maior do que a obtida na situação EA.

Para todas as misturas de concreto, as amostras ensaiadas a uma temperatura de 600°C (E600) mostraram-se mais resistentes à compressão do que aquelas queimadas a 600°C

e ensaiadas a temperatura ambiente (Q600-EA) (35% mais resistentes para o concreto CR0; 21% para o CR0,60; 14% para o CR1,20; e 27% para o CR1,80).

O comportamento observado deve-se, provavelmente, ao fato de que as amostras de concreto refratário, ao serem resfriadas tanto de 110°C quanto de 600°C até a temperatura ambiente, sofreram algum nível de micro-fissuração que influencia o comportamento tensão-deformação do material quando ensaiado a frio. Observe que o dano no comportamento mecânico é maior quando o concreto é submetido à temperatura mais alta.

Comparando-se os resultados provenientes das duas situações de ensaio a quente (E110 e E600), vê-se que as resistências a compressão dos corpos-de-prova ensaiados a 600°C foram significativamente menores do que as dos corpos-de-prova ensaiados a 110°C. Essas diferenças percentuais foram de 20, 18, 28 e 12%, respectivos aos concretos CR0, CR0,60, CR1,20 e CR1,80.

Analisando-se novamente a tabela 4.4, verifica-se que os concretos queimados a 600°C e ensaiados a temperatura ambiente (Q600-EA) tiveram módulos de elasticidade entre 60 e 68% menores do que os dos concretos não-queimados ensaiados a temperatura ambiente (EA). As deformações de pico dos concretos, também mostradas nessa tabela, sofreram aumentos consideráveis (entre 70 e 107%) após o processo de queima.

A redução observada nas propriedades dos concretos com a elevação da temperatura para 600°C deve-se ao fato de ligações hidráulicas serem desfeitas com a queima, sem que as ligações cerâmicas tenham se desenvolvido (PETZOLD e ROHRS, 1970 *apud* BAZANT *et al.*, 1996).

Um estudo adicional realizado teve por objetivo avaliar como se comportam a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do concreto refratário sem fibra (CR0) quando, antes de serem realizados ensaios a temperatura ambiente, os corpos-de-prova são queimados a diferentes temperaturas: 600, 1000 e 1300°C. As duas últimas temperaturas (1000 e 1300°C) foram escolhidas para a análise do comportamento do concreto porque a temperatura sob a qual as ligações cerâmicas são criadas situa-se entre elas. Na tabela 4.7, apresentam-se os valores de resistências à compressão e módulo de elasticidade das amostras do concreto CR0 submetidas a processos de

queima sob essas três temperaturas (Q600-EA, Q1000-EA e Q1300-EA), além dos resultados referentes à situação EA, que será tomada como referência.

Tabela 4.7: Resultados de Resistência à Compressão e de Módulo de Elasticidade de amostras de concreto CR0 queimadas a 600, 1000 e 1300°C (média e coeficiente de variação(%)).

Resistência à Compressão e Módulo de Elasticidade		
Situações de ensaios	fc (MPa)	E (GPa)
EA	51,03 (2,97)	26,56 (0,27)
Q600-EA	32,96 (0,99)	9,48 (1,01)
Q1000-EA	23,98 (4,88)	11,19 (4,48)
Q1300-EA	35,99 (4,08)	25,55 (3,00)

Como citado anteriormente, para o concreto CR0 a resistência à compressão das amostras queimadas a 600°C foi 35% menor do que a das amostras não-queimadas. Para uma temperatura de queima de 1000°C, a redução foi ainda maior: 53%. Entretanto, ao se queimar o concreto CR0 a 1300°C, sua resistência a compressão (cerca de 36 MPa) mostrou-se 9% maior do que a resistência à compressão desse mesmo concreto queimado a 600°C, e 50% maior do que quando queimado a 1000°C. Entretanto, é 29% menor do que o valor obtido na situação EA

Tomando como referência a situação EA, as queimas a 600, 1000 e 1300°C tornaram o módulo de elasticidade, respectivamente, 64, 58 e 4% menores. A queima do concreto, até determinada temperatura, torna seu módulo de elasticidade significativamente menor. Quando a temperatura de queima imposta ao concreto é maior do que a temperatura de queima em que as ligações cerâmicas nele se iniciam, o concreto passa a ter módulo de elasticidade bem próximo ao do concreto não-queimado. Os resultados de módulo de elasticidade também mostram comportamento que aponta que, a 1300°C, as ligações cerâmicas já se haviam iniciado no concreto. Esses resultados de redução do módulo de elasticidade com o processo de queima das amostras também puderam ser notados em estudos realizados por SCHNEIDER e MONG, 1958 *apud* BAZANT *et al.*, 1996.

Os coeficientes de variação mostrados na tabela 4.7 estiveram sempre abaixo de 5%.

Em seguida, foram feitos ensaios de compressão a quente com amostras do concreto

sem fibra (CR0) queimadas tanto a 1000 quanto a 1300°C. As temperaturas de ensaio foram 110 e 600°C. A tabela 4.8 apresenta os valores de resistência à compressão obtidos nessas situações.

Para efeito de comparação, também são listadas na tabela 4.8 as resistências à compressão do concreto CR0 nas situações em que ele não foi queimado e foi ensaiado a quente (E110 e E600).

Tabela 4.8: Resultados de Resistência à Compressão do concreto CR0, em diversas situações de ensaio a quente (média e coeficiente de variação (%)).

Resistência à Compressão do concreto sem fibra (CR0)	
Situações de ensaios	fc (MPa)
E110	55,41 (1,46)
E600	44,50 (4,68)
Q1000-E110	21,62 (0,33)
Q1000-E600	23,05 (1,61)
Q1300-E110	34,54 (1,85)
Q1300-E600	36,36 (6,46)

Nota-se que, após a queima a 1000°C, o concreto ensaiado a quente (temperatura de ensaio de 110°C), apresentou redução de resistência de 61%, enquanto que para a temperatura de ensaio de 600°C a redução na resistência à compressão foi de 48%.

Ao se utilizar uma temperatura de queima de 1300°C, entretanto, as resistências à compressão dos concretos, quando ensaiados a quente, mostraram-se consideravelmente maiores do que aquelas em que a temperatura de queima foi de 1000°C (60% maior para ensaio a 110°C; 58% maior para ensaio a 600°C). Como já visto, o motivo pelo qual as amostras queimadas a 1300°C são mais resistentes à compressão do que as amostras queimadas a 1000°C é que, numa temperatura intermediária entre essas duas, ocorre o início do desenvolvimento de ligações cerâmicas no concreto.

A figura 4.7 apresenta o modo de fratura à compressão dos corpos-de-prova do concreto CR1,80, nas quatro situações de ensaio. Observa-se que várias fissuras foram formadas antes de ocorrer ruptura, comprovando a eficácia do reforço fibroso no comportamento pós-fissuração do concreto de referência (sem fibra).



a) situação EA;



b) situação Q600-EA;



c) situação E110;



d) situação E600.

Figura 4.7 (a até d): corpos-de-prova do concreto CR1,80, em todas situações de ensaios (EA, Q600-EA, E110 e E600).

4.2.2 Resistência à flexão

Curvas típicas carga *versus* deslocamento (ou deflexão) de todos os concretos, obtidas a partir dos ensaios de flexão, são apresentadas nas figuras 4.8, 4.9 e 4.10, para as situações EA, Q600-EA e E110, respectivamente. Houve problemas na realização dos ensaios de flexão realizados em corpos-de-prova dos concretos com fibra sob temperatura de 600°C (situação E600). Conseqüentemente, não serão mostrados resultados de flexão referentes a essa situação. Antes do forno ser aquecido, a amostra era posicionada na prensa, deixando-se uma pequena distância entre a face superior da amostra e a parte do equipamento que entra em contato com essa face superior, quando a carga é aplicada. Quando a temperatura do forno era de 600°C, essa distância foi subestimada, e, em conseqüência, a dilatação térmica da amostra a fez ser levada de

encontro ao dispositivo de aplicação de carga. Em outras palavras, as medidas do ensaio eram iniciadas em uma etapa em que o corpo-de-prova já havia sofrido um certo nível de carga, que causava nele uma pré-fissuração indesejada. Esse problema foi detectado tardiamente, e não foi possível repetir os ensaios. Assim, quanto aos ensaios de flexão a 600°C, só serão apresentados os resultados referentes ao concreto sem fibra (CR0). Todas as curvas carga *versus* deslocamento são apresentadas no *Anexo B*.

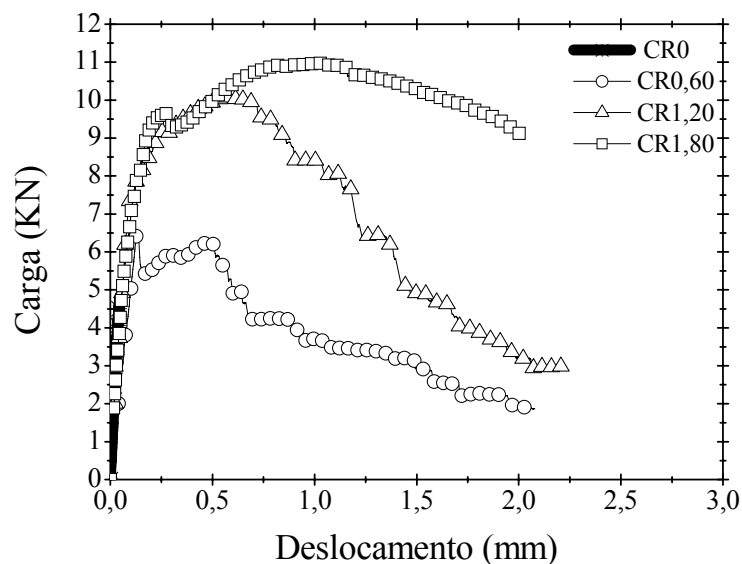


Figura 4.8: Gráfico Carga *versus* Deslocamento para as amostras de todos os concretos, na situação EA.

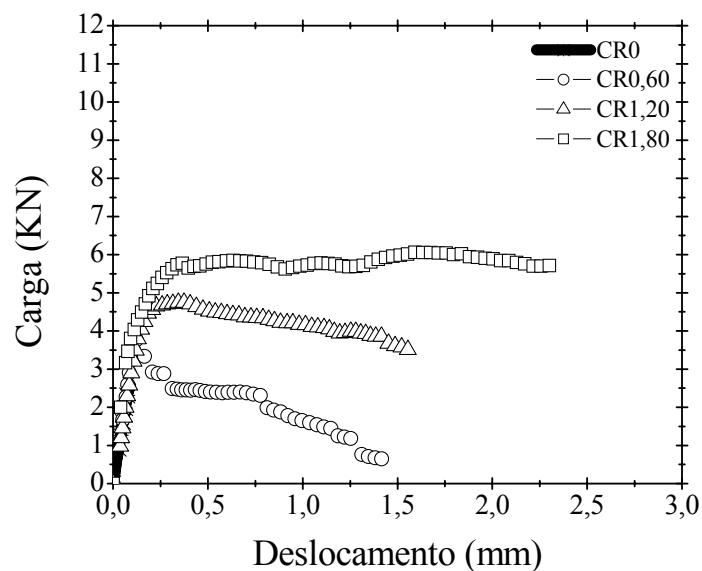


Figura 4.9: Gráfico Carga *versus* Deslocamento para as amostras de todos os concretos, na situação Q600-EA.

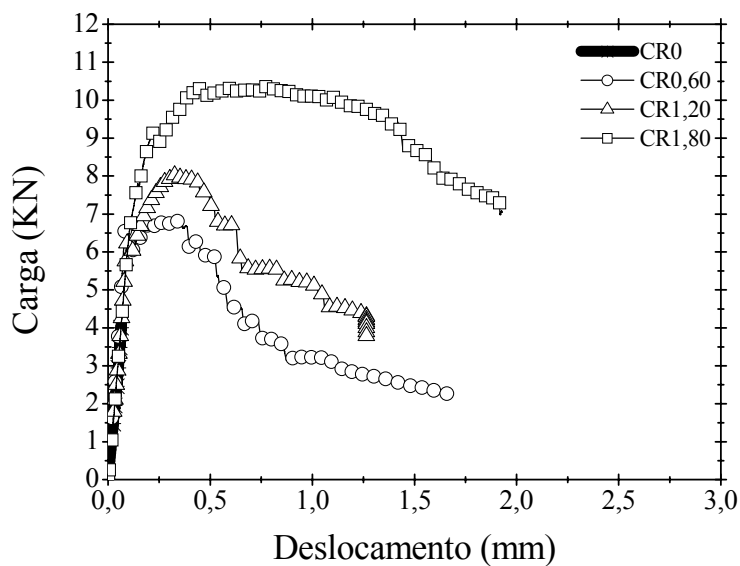


Figura 4.10: Gráfico Carga *versus* Deslocamento para as amostras de todos os concretos, na situação E110.

Os gráficos das figuras acima indicam que a adição de fibras causou grande aumento na resistência à flexão e proporcionou tenacidade aos concretos, para todas as situações. De

uma maneira geral, nota-se nesses gráficos que, quanto maior o teor de fibra adicionado aos concretos, maiores sua resistência à flexão e tenacidade.

As tabelas 4.9 a 4.12 apresentam respectivamente os resultados (média e CV) dos seguintes parâmetros, determinados através dos ensaios de flexão: tensão de primeira fissura, deflexão de primeira fissura, máxima resistência à flexão pós-fissuração (chamada, no presente texto, somente de resistência à flexão) e deflexão de pico (ou seja, deflexão correspondente ao máximo valor de tensão pós-fissuração). Deve-se citar que, nas curvas carga *versus* deslocamento, a tensão de primeira fissura era aquela correspondente ao ponto da curva em que a mesma deixa de ser linear.

Tabela 4.9: Resultados da Tensão de primeira fissura (média e coeficiente de variação (%)).

Tensão de 1ª Fissura (MPa)				
Concretos	EA	Q600-EA	E110	E600
CR0	5,87 (1,33)	3,13 (9,04)	4,90 (3,03)	5,29 (5,35)
CR0,60	6,15 (2,65)	4,89 (-)	7,06 (3,90)	-
CR1,20	8,12 (1,13)	4,40 (11,89)	6,95 (1,02)	-
CR1,80	7,49 (1,04)	4,69 (-)	9,50 (1,71)	-

(-): Esses resultados foram obtidos com base em dados de apenas uma amostra, o que inviabiliza o cálculo do CV.

Tabela 4.10: Resultados de Deflexão de primeira fissura (média e coeficiente de variação (%)).

Deflexão de 1ª Fissura (mm)				
Concretos	EA	Q600-EA	E110	E600
CR0	0,042 (25,64)	0,077 (6,72)	0,050 (13,32)	0,116 (3,72)
CR0,60	0,072 (22,64)	0,100 (-)	0,060 (3,16)	-
CR1,20	0,054 (35,29)	0,097 (4,50)	0,068 (10,82)	-
CR1,80	0,097 (52,45)	0,069 (-)	0,107 (0,89)	-

(-):Esses resultados foram obtidos com base em dados de apenas uma amostra, o que inviabiliza o cálculo do CV.

Tabela 4.11: Resultados de Resistência à Flexão (média e coeficiente de variação (%)).

Resistência à Flexão (MPa)				
Concretos	EA	Q600-EA	E110	E600
CR0	6,94 (1,43)	3,74 (1,51)	6,14 (3,57)	5,51 (1,28)
CR0,60	9,37 (1,45)	4,10 (-)	9,88 (1,07)	-
CR1,20	13,47 (11,08)	6,64 (4,26)	10,71 (11,49)	-
CR1,80	14,70 (10,75)	8,42 (-)	14,46 (2,79)	-

(-): Esses resultados foram obtidos com base em dados de apenas uma amostra, o que inviabiliza o cálculo do CV.

Tabela 4.12: Resultados de Deflexão de Pico (média e coeficiente de variação (%)).

Deflexão de Pico (mm)				
Concretos	EA	Q600-EA	E110	E600
CR0	0,057 (11,61)	0,104 (17,28)	0,0651 (14,02)	0,124 (0,68)
CR0,60	0,112 (25,81)	0,218 (-)	0,0841 (3,95)	-
CR1,20	0,555 (5,99)	0,358 (0,41)	0,348 (3,58)	-
CR1,80	0,960 (7,06)	0,635 (-)	0,382 (28,20)	-

(-): Esses resultados foram obtidos com base em dados de apenas uma amostra, o que inviabiliza o cálculo do CV.

Primeiramente, nota-se que o reforço fibroso tornou os concretos mais resistentes à flexão e mais tenazes. Essa conclusão é válida para todas as situações de ensaio.

A tabela 4.9 mostra que as tensões de primeira fissura dos concretos reforçados com fibra foram consideravelmente maiores do que a do concreto sem fibra, para as situações EA, Q600-EA e E110. Para a situação EA, a adição de 0,60, 1,20 e 1,80% de fibra fez com que os concretos tivessem uma tensão de ruptura 5, 38 e 28% maior do que a do concreto sem fibra (CR0), respectivamente. A mistura contendo o teor de 1,20% de fibra de aço apresentou o maior valor de tensão de primeira fissura, 8,12 MPa.

No caso em que as amostras sofreram um ciclo de queima a 600°C (Q600-EA), esses aumentos foram, respectivamente, de 56, 41 e 50% para os teores de 0,60, 1,20 e 1,80% de fibra. A mistura contendo o teor de 0,60% de fibra de aço obteve o maior valor da tensão de ruptura de 4,89 MPa.

Já para a situação em que os ensaios foram realizados a quente na temperatura de 110°C (E110), as tensões de primeira fissura dos concretos com 0,60, 1,20 e 1,80% de fibra de

aço mostraram-se, respectivamente, 44, 42 e 94% maiores do que a do concreto sem reforço fibroso. Mais uma vez, o concreto com 1,80% de fibra de aço apresentou a maior tensão de primeira fissura, que foi de 9,50 MPa.

As deflexões de primeira fissura também sofreram aumentos com a adição das fibras. Para a situação EA, a ruptura do concreto sem fibra ocorreu com uma deflexão de 0,042 mm, enquanto que para a mistura com maior quantidade de fibra (1,80%), esse valor foi de 0,097 mm (aumento de 131%). Com relação à situação Q600-EA, a deflexão de primeira fissura do concreto com maior teor de fibra foi 30% maior do que a do concreto sem fibra (0,100 mm contra 0,077 mm). Para a situação E110, esse aumento percentual foi de 114% (0,107 mm a 0,050 mm).

Os CV's referentes às deflexões de primeira fissura foram mais altos do que os observados para as tensões de primeira fissura, devido à maior dificuldade na medição dos deslocamentos.

Quanto a resistência à flexão dos concretos na situação EA, os concretos com 0,60, 1,20 e 1,80% de fibra apresentaram valores, respectivamente, 35, 94 e 112% maiores do que o do concreto sem fibra. A resistência à flexão do concreto CR1,80 foi de 14,70 MPa.

Na situação Q600-EA, as resistências à flexão dos concretos CR0,60, CR1,20 e CR1,80 foram, respectivamente, cerca de 12, 78 e 142% maiores do que aquela do concreto sem fibra. O valor máximo de resistência a flexão, obtido pelo concreto CR1,80, foi de 9,04 MPa.

Já para a situação E110, os aumentos em resistência a flexão proporcionados pela adição de 0,60, 1,20 e 1,80% de fibra de aço foram, respectivamente, de 61, 74 e 136%. Nessa situação, a maior resistência a flexão foi de 14,46 MPa (CR1,80).

Em resumo, para os ensaios realizados a temperatura ambiente (tanto com os concretos não-queimados quanto com os concretos queimados a 600°C) ou a uma temperatura de 110°C, a resistência a flexão (pós-fissuração) do concreto refratário aumentou bastante, sendo esse aumento tanto maior quanto mais fibra se utilizava.

Os valores de CV calculados para a resistência à flexão dos concretos foram baixos, tendo sido o maior deles menor do que 12%.

Também as deflexões de pico (correspondentes às máximas tensões pós-fissuração) aumentaram consideravelmente com o aumento do teor de fibra de aço, para todas as situações. Entretanto, os CV's calculados tiveram valores mais elevados do que os obtidos para as tensões. Isso provavelmente se deve ao fato de que a fissura que leva a amostra à ruptura pode estar localizada na região em que o LVDT é posicionado, afetando de modo negativo a precisão de sua medida.

A adição das fibras fez com que o comportamento do concreto, que era frágil, passasse a ser dúctil. O maior benefício que a adição de fibra confere ao concreto é justamente em relação ao seu comportamento após a ruptura da matriz, proporcionando a ele grande tenacidade.

Comparação entre os resultados de flexão nas diversas situações de temperatura (quente x frio)

Para uma melhor análise da influência da temperatura de queima e da temperatura de ensaio nas características a flexão dos concretos refratários, a figura 4.11 apresenta um gráfico de barras comparando, para cada tipo de concreto (o concreto sem fibra e os três concretos reforçados com fibra), as tensões de primeira fissura obtidas em todas as situações de ensaio (EA, Q600-EA, E110 e E600). Para essa última situação, serão mostrados, como citado anteriormente, apenas resultados referentes ao concreto CR0.

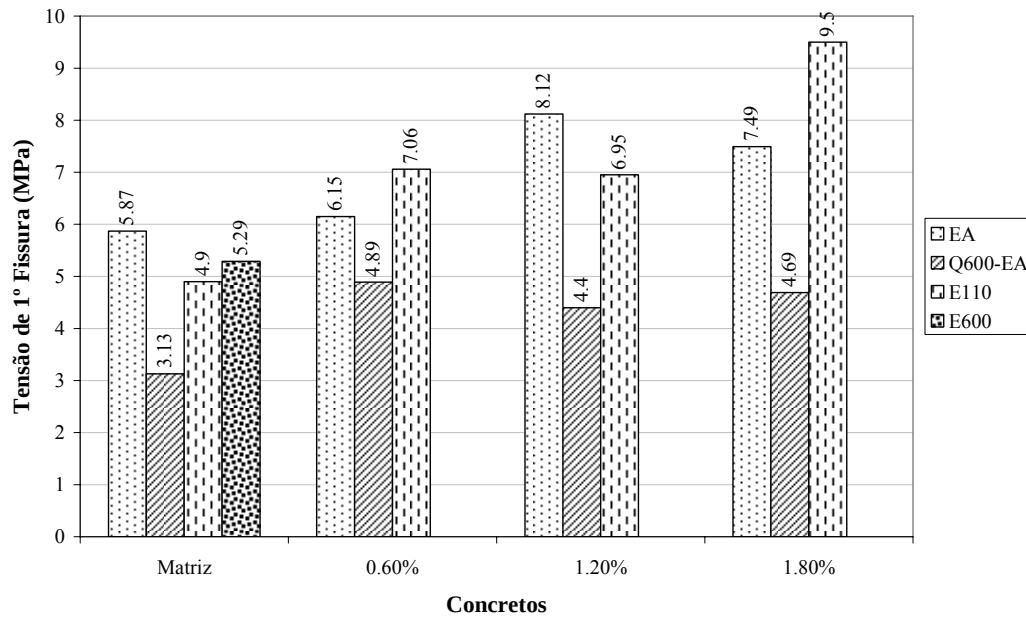


Figura 4.11: Tensões de primeira fissura de cada concreto, para todas as situações de ensaios.

Uma análise inicial do gráfico da figura 4.11 evidencia que, para cada um dos quatro tipos de concreto produzidos, a queima a alta temperatura (600°C) causou uma redução significativa em sua tensão de primeira fissura. Assim, as tensões de primeira fissura obtidas nas situações Q600-EA e E600 têm valores bem menores do que as tensões obtidas nas situações EA e E110. Isso se deve, como já explicado anteriormente, ao fato de terem sido desfeitas as ligações hidráulicas, sem que ligações cerâmicas tivessem se desenvolvido.

Para a matriz, a pior situação, em termos de tensão de primeira fissura, foi a Q600-EA (46% menor do que a da situação EA). Os resultados obtidos nas situações Q600-EA e E600 foram, respectivamente, 46 e 10% menores do que aquele obtido na situação EA.

No que diz respeito ao concreto CR0,60, tomando-se como referência a tensão de primeira fissura na situação EA, nota-se que somente o resultado obtido na situação E110 foi ligeiramente maior (15%). Na situação Q600-EA, a tensão de primeira fissura do concreto CR0,60 foi 20% menor do que a obtida na situação EA.

As tensões de primeira fissura do concreto CR1,20 nas situações Q600-EA e E110 foram, respectivamente, 46 e 14% menores do que a tensão desse concreto na situação

EA.

Por fim, para o concreto CR1,80, a única situação de temperatura em que a tensão de primeira fissura foi maior do que a obtida na situação EA foi a E110 (27%). O resultado de tensão de primeira fissura do concreto CR1,80 na situação Q600-EA mostrou-se 37% menor do que na situação EA.

Os resultados de resistência à flexão de todos os tipos de concreto são mostrados no gráfico de barra da figura 4.12, possibilitando uma comparação entre resultados obtidos a partir de cada situação de temperatura.

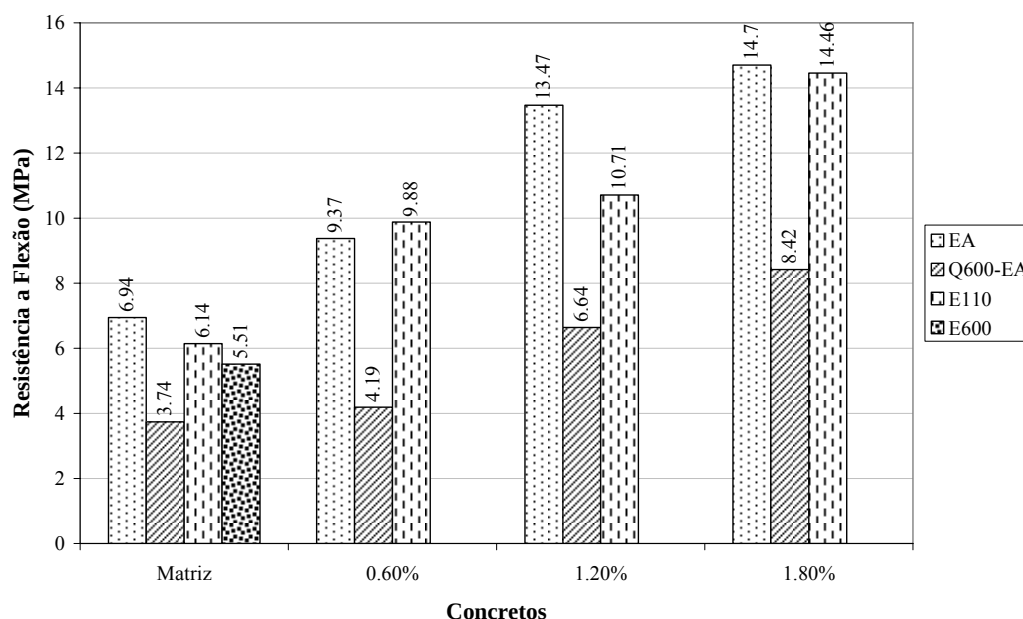


Figura 4.12: Resistência à flexão de cada concreto, para todas as situações de ensaio.

Assim como ocorreu com a tensão de primeira fissura, para cada tipo de concreto, de modo geral nota-se que as resistências à flexão obtidas nas situações EA e E110 foram semelhantes, com exceção dos resultados do concreto CR1,20, em que a tensão de primeira fissura na segunda situação (E110) foi aproximadamente 20% menor do que aquela na primeira situação (EA). O que se conclui, novamente, é que a queima dos concretos a 600°C fez com que os mesmos tivessem sua resistência à flexão consideravelmente reduzida.

Considerando-se o concreto sem fibra, a única situação que fez a resistência à flexão

obtida na situação EA decrescer foi a Q600-EA (46%). As resistências à flexão do concreto CR0 nas situações E110 e E600 foram menores do que a resistência do mesmo concreto na situação EA em, respectivamente, 12 e 21%.

Quanto ao concreto CR0,60, somente a resistência à flexão na situação E110 superou ligeiramente (5%) a obtida na situação EA. A resistência à flexão obtida na situação Q600-EA foi bem menor (cerca de 55%) do que aquela obtida na situação EA.

As resistências à flexão do concreto CR1,20 nas situações Q600-EA e E110 foram, respectivamente, 51 e 20% inferiores à desse concreto na situação EA.

Para o concreto CR1,80, a resistência à flexão obtida na situação E110 foi praticamente igual à obtida na situação EA (14,46 MPa a primeira; 14,70 MPa a segunda). Já a resistência à flexão obtida na situação Q600-EA mostrou-se 43% menor do que a obtida na situação EA.

A tabela 4.13 apresenta os valores da resistência à flexão das amostras de concreto sem fibra (CR0) queimadas a 1300°C, tanto as ensaiadas a temperatura ambiente (Q1300-EA), como as ensaiadas a 110°C (Q1300-E110), e as ensaiadas a 600°C (Q1300-600). Na mesma tabela, são listados os resultados de resistência à flexão nas situações EA, E100 e E600, a título de comparação.

Tabela 4.13: Resultados de Resistência à Flexão do concreto CR0 em diferentes situações (média e coeficiente de variação (%)).

Situações	Resistência à Flexão CR0 (MPa)
EA	6,94 (1,43)
E110	6,14 (3,57)
E600	5,51 (1,28)
Q1300-EA	9,36 (2,94)
Q1300-E110	10,33 (0,89)
Q1300-E600	9,81 (3,32)

Considerando-se amostras ensaiadas sob a mesma temperatura, nota-se que as queimadas a 1300°C apresentaram resistências à flexão consideravelmente superiores às daquelas não-queimadas. Para as amostras queimadas a 1300°C e ensaiadas a 21°C, 110°C e de 600°C, esses aumentos foram, respectivamente, de 35, 68 e 78%. Da mesma

forma que o ocorrido com os testes de compressão, conclui-se que, após a queima a 1300°C, as amostras desenvolveram ligações cerâmicas que tornaram-na mais resistentes à flexão. Os resultados apresentados na tabela 4.13 demonstram que, após a queima do concreto refratário sem fibra a uma temperatura de 1300°C, seus valores de resistência à flexão obtidos através de ensaio a frio (temperatura de aproximadamente 21°C) e a quente (110 e 600°C) são bastante semelhantes. A queima a 1300°C leva o concreto refratário a desenvolver ligações cerâmicas que elevam sua resistência à flexão, e, uma vez que esse processo é iniciado, seu comportamento à flexão independe da temperatura de realização do ensaio.

Resultados de Tenacidade

Resultados segundo a Norma Japonesa

As tabelas 4.14 e 4.15 mostram os resultados de fator de tenacidade (FT) para todos os concretos e situações, relativos às áreas sob a curva carga *versus* deslocamento limitadas pelos valores de deslocamentos de 1,20 e 1,60 mm, respectivamente.

Tabela 4.14: Cálculo do fator de tenacidade até a deflexão de 1,20 mm, segundo a norma japonesa.

Fator de Tenacidade - Norma Japonesa até deflexão de 1,20 mm			
Concretos	FT (MPa) - CV (%)		
	EA	Q600-EA	E110
CR0,60	6,41(5,96)	3,18(0,22)	6,06(15,30)
CR1,20	11,10(17,27)	5,85(1,81)	8,36 (3,72)
CR1,80	12,81(14,19)	7,57(1,96)	12,85(4,73)

Tabela 4.15: Cálculo do fator de tenacidade até a deflexão de 1,60 mm, segundo a norma japonesa.

Fator de Tenacidade - Norma Japonesa até deflexão de 1,60 mm			
Concretos	FT (MPa) - CV (%)		
	EA	Q600-EA	E110
CR0,60	7,19(5,90)	3,40(-)	7,38(-)
CR1,20	12,45(18,74)	6,74(2,62)	9,27(-)
CR1,80	14,99(15,38)	9,03(0,39)	15,08(4,88)

(-): Esses resultados foram obtidos com base em dados de apenas uma amostra, o que inviabiliza o cálculo do CV.

O aumento do reforço fibroso resultou em um aumento nos valores do fator de tenacidade, ou seja, quanto maior a quantidade de fibra misturada aos concretos, maiores os seus fatores de tenacidade.

Na situação EA correspondente a uma deflexão de 1,20 mm, tomando-se como referência o concreto com menor teor de fibra (0,60%), os resultados de FT relativos aos concretos com 1,20 e 1,80% de fibra mostraram-se, respectivamente, 73 e 100% maiores. Já para uma deflexão de 1,60 mm, esses aumentos respectivos foram de 73 e 108%.

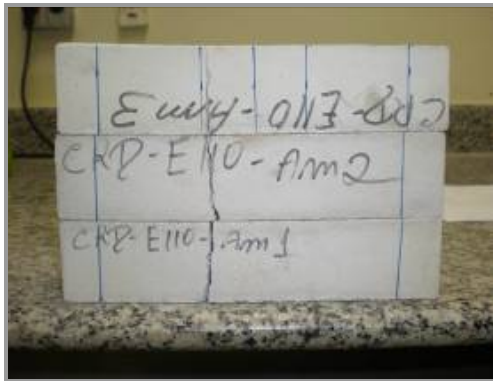
Para as amostras que passaram por um ciclo de queima a 600°C e foram ensaiadas a temperatura ambiente (Q600-EA), considerando-se o gráfico até uma deflexão de 1,20 mm, os concretos com 1,20 e 1,80% de fibra tiveram, respectivamente, fatores de tenacidade 84 e 138% maiores do que o do concreto com 0,60% de fibra. Para deslocamento máximo de 1,60 mm, esses aumentos foram de 98% e 165%.

No que se refere à situação E110, com deslocamento até 1,20 mm, os aumentos percentuais dos fatores de tenacidade dos concretos com 1,20 e 1,80% de fibra, em relação ao do concreto CR0,60, foram respectivamente de 38 e 112%. Para deslocamento até 1,60 mm, esses aumentos foram de 26 e 104%, respectivamente.

Os coeficientes de variação relativos ao fator de tenacidade mostraram-se bem baixos, sendo de 18% o maior valor.

A figura 4.13 apresenta o modo de fratura dos corpos-de-prova dos concretos CR0,

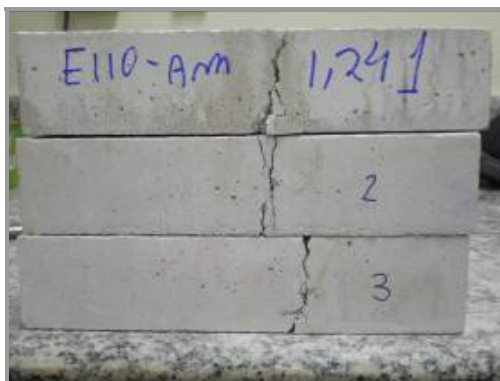
CR0,60, CR1,20 e CR1,80, ensaiados a flexão na situação EA. Seguindo a mesma sequência, a figura 4.14 mostra os corpos-de-prova após ensaios de flexão, para a situação Q600-EA. Da mesma forma, a figura 4.15 mostra corpos-de-prova ensaiados à flexão na situação E100. Nota-se que as misturas sem concreto apresentaram ruptura frágil, em todas as situações. Nos concretos reforçados com fibra de aço, várias fissuras foram formadas, comprovando a melhora que a adição de fibras confere ao comportamento dos concretos pós-fissuração.



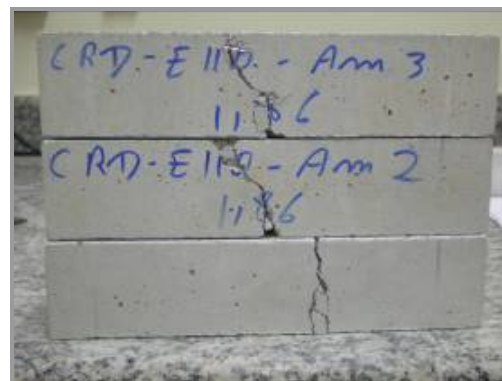
a) CR0;situação EA;



b) CR0,60;situação EA;



c) CR1,20;situação EA;



d) CR1,80;situação EA.

Figura 4.13: Amostras ensaiadas na situação EA.



a) CR0;situação Q600-EA;



b) CR0,60;situação Q600-EA;

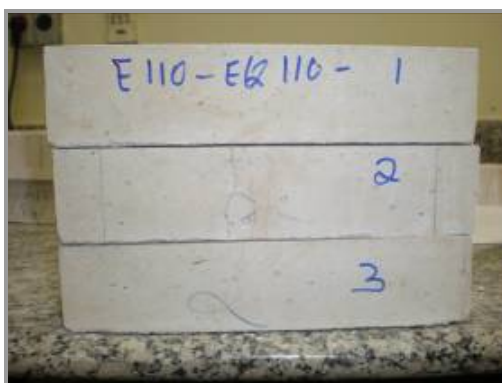


c) CR1,20;situação Q600-EA;



d) CR1,80;situação Q600-EA.

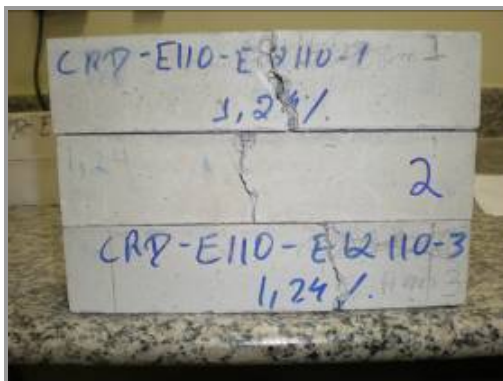
Figura 4.14: Amostras ensaiadas na situação Q600-EA.



a) CR0;situação E110;



b) CR0,60;situação E110;



c) CR1,20; situação E110;



d) CR1,80; situação E110.

Figura 4.15: Amostras ensaiadas na situação E110.

4.2.3 Ensaios físicos

4.2.3.1 Massa específica e Porosidade aparente

A tabela 4.16 apresenta os resultados (média e coeficiente de variação) da massa específica aparente dos quatro tipos de concreto (CR0, CR0,60, CR1,20 e CR1,80). Apenas as misturas sem fibra foram queimadas a 1300°C, uma vez que a fibra utilizada resiste a uma temperatura máxima de 900°C.

Tabela 4.16: Resultados de Massa Específica Aparente (média e coeficiente de variação (%)).

Massa Específica Aparente (g/cm³)			
Concretos	EA	Q600-EA	Q1300-EA
CR0	2,27 (0,16)	2,21 (0,20)	2,22 (0,26)
CR0,60	2,32 (0,17)	2,23 (0,61)	-
CR1,20	2,34 (0,29)	2,26 (0,51)	-
CR1,80	2,36 (0,23)	2,29 (0,32)	-

Percebe-se que quanto maior o teor de fibra adicionado, mais densa é a mistura. Esse comportamento era esperado, uma vez que a massa específica do aço é muito maior do que a do concreto. Para o caso dos concretos não-queimados (EA), as massas específicas dos concretos reforçados com teores de fibra de 0,60, 1,20 e 1,80% se mostraram, respectivamente, cerca de 2, 3 e 4% maiores do que a massa específica da referência (CR0). Com base na análise de variância (ANOVA), citada no Capítulo 3,

chegou-se à conclusão de que o resultado de massa específica do concreto reforçado com 0,60% de fibra, situação Q600-EA, não pode ser considerado estatisticamente diferente do resultado obtido para a referência. Ainda com relação à situação Q600-EA, a adição de teores de 1,20 e 1,80% de fibra de aço fez com que a massa específica dos concretos aumentassem em 2 e 4%, respectivamente, apresentando diferença estatística em relação ao concreto de referência CR0.

Como mostrado na tabela 3.2, o fabricante do concreto utilizado cita que sua massa específica aparente após a secagem a 110°C deve ser superior a 2,20 g/cm³. O valor encontrado no atual estudo foi de 2,27 g/cm³. Segundo também o fabricante, as massas específicas aparentes do concreto após queima a 815°C e a 1400°C devem ser maiores do que 2,10 g/cm³. Os resultados obtidos, para temperaturas de queima de 600 e 1300°C, foram, respectivamente, 2,21 e 2,22 g/cm³ (ver tabela 4.16).

Nota-se, na tabela 4.16, que a queima dos concretos tornou-os menos densos. Os concretos queimados a 600°C (Q600-EA) tiveram massas específicas cerca de 3 a 4% menores do que as dos concretos não-queimados (EA), tanto para a referência quanto para os concretos com fibra. Quanto ao concreto sem reforço fibroso, a queima a 1300°C fez a massa específica ser reduzida em 2%, em relação ao concreto não-queimado sem adição de fibra (situação EA).

É importante notar que as modificações que a adição de fibra causou na massa específica do concreto refratário foram bem pequenas (menores ou iguais a 4%).

Na tabela 4.17 são mostrados os resultados (média e coeficiente de variação) relativos à porosidade aparente das misturas, em todas as situações de ensaio.

Tabela 4.17: Resultados de Porosidade Aparente (média e coeficiente de variação (%)).

Concretos	Porosidade Aparente (g/cm ³)		
	EA	Q600-EA	Q1300-EA
CR0	18,93 (0,96)	24,21 (0,51)	23,91 (1,09)
CR0,60	17,58 (1,74)	24,70 (1,02)	-
CR1,20	15,85 (3,68)	25,29 (0,98)	-
CR1,80	18,05 (2,63)	24,73 (0,31)	-

Para a situação EA, a presença de fibras nos teores de 0,60, 1,20 e 1,80% reduziu a porosidade do concreto em, respectivamente, cerca de 7, 16 e 5%, em relação à referência (CR0). Na situação de queima a 600°C, o teor de 0,60% de fibra não causou diferença estatisticamente relevante na porosidade. Já adição de teores de fibra de 1,20 e 1,80% tornaram o concreto 4 e 2% mais poroso, respectivamente.

Os resultados apresentados na tabela 4.17 mostram que ocorreu um aumento na porosidade dos concretos após a queima das amostras (Q600-EA e Q1300-EA), o que se deve ao processo de desidratação do concreto. A queima a 600°C tornou o concreto CR0 28% mais poroso, enquanto a queima a 1300°C aumentou em 26% a sua porosidade. Quando queimados a 600°C, os concretos CR0,60, CR1,20 e CR1,80 tornaram-se 40, 60 e 37% mais porosos do que eram antes da queima.

Os coeficientes de variação na porosidade aparente mostraram-se também bastante baixos, sempre menores do que 4%. Os pesos das amostras secas, submersas e saturadas, que foram utilizados para o cálculo dos valores da massa específica e porosidade aparente, são apresentados no *Anexo C*.

4.2.3.2 Resistência à erosão

O erosímetro utilizado para o ensaio de erosão é um equipamento recentemente desenvolvido, portanto seu funcionamento ainda encontra-se em fase de aperfeiçoamento. Parte do erosímetro consiste em um tubo ejetor, onde ocorre o encontro do ar quente com a partícula erosiva (carbeto de silício). Por meio de um tubo de alumina, o tubo ejetor lança o material erosivo de encontro ao corpo-de-prova de concreto. No decorrer dos ensaios, percebeu-se que tanto o tubo ejetor quanto o de alumina sofriam intenso desgaste erosivo, alterando o sistema e, conseqüentemente, exercendo influência sobre os resultados de perda de massa obtidos. Em função desse desgaste do tubo ejetor, os resultados de erosão obtidos serão analisados de forma qualitativa, e não quantitativa. O desgaste do tubo ejetor após a realização dos ensaios nas misturas EA Q600-EA e E110 (CR0 e CR0,60) fez com que os ensaios de perda de massa dos concretos CR1,20 e CR1,80, para a situação E110, gerassem resultados muito discrepantes dos obtidos para as demais situações. Portanto, eles não foram considerados na análise.

A tabela 4.18 apresenta os resultados, em porcentagem, de perda de massa dos concretos refratários, após a realização do ensaio de erosão, assim como os valores dos seus coeficientes de variação (CV).

Tabela 4.18: Resultados de Perda de Massa (média e coeficiente de variação (%)).

Perda de Massa (%)			
Concretos	EA	Q600-EA	E110
CR0	0,69 (1,87)	1,09 (5,11)	0,70 (6,17)
CR0,60	0,63 (10,22)	1,19 (10,66)	0,57 (9,92)
CR1,20	0,76 (11,51)	1,14 (15,76)	-
CR1,80	0,66 (10,67)	0,83 (4,18)	-

A primeira conclusão a que se pode chegar a partir dos valores da tabela 4.18 é de que a adição de fibra não exerceu influência sobre a perda de massa dos concretos no teste de erosão, para todas as situações de ensaio. A resistência a erosão dos concretos reforçados foi semelhante à do concreto sem fibra.

A situação de ensaio que provocou as menores perdas de massa foi a EA. A queima dos concretos a 600°C fez sua resistência a erosão diminuir substancialmente. Essa redução foi de 58% para o concreto CR0, 89% para o concreto CR0,60, 50% para o concreto CR1,20 e 26% para o concreto CR1,80.

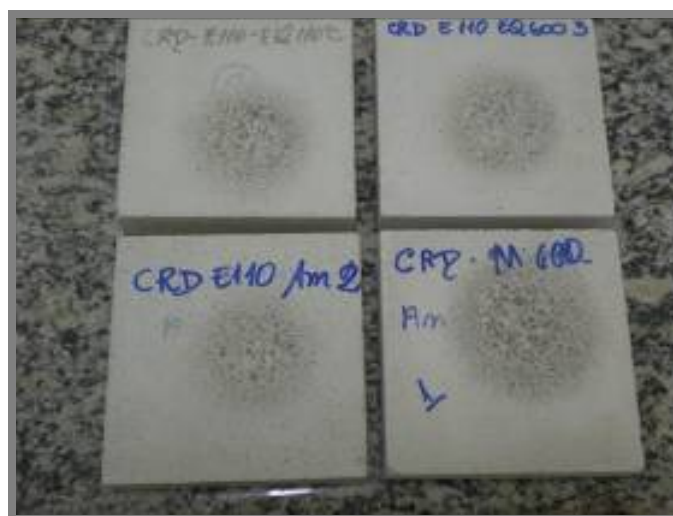
Para a situação de ensaio E110, só foram ensaiados os concretos CR0 e CR0,60, e ambos apresentaram perda de massa bastante semelhante à obtida na situação EA.

Dos resultados de perda de massa obtidos, conclui-se que:

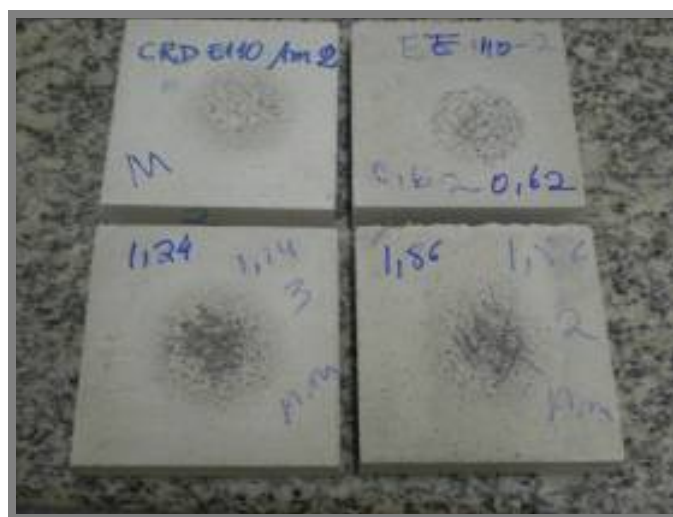
- a) a queima a 600°C, com posterior resfriamento, sendo o ensaio feito sob temperatura ambiente, reduz em cerca de 60% (valor médio de todos os concretos) a resistência à erosão dos refratários;
- b) ao serem ensaiados a 110°C, os concretos tiveram resistência à erosão praticamente igual à obtida na situação em que eles foram ensaiados sob temperatura ambiente.

Quanto aos coeficientes de variação obtidos para os resultados de perda de massa, nota-se na tabela 4.18 que apenas um deles foi maior do que 10%.

Nas figuras 4.16a e 4.16b são apresentadas algumas amostras após terem sido submetidas a ensaio de erosão.



a) amostras sem fibra;



b) amostras som fibra de aço.

Figura 4.16: Amostras após ensaio de erosão.

No Anexo D, são mostradas tabelas com os resultados de perda de massa de todos os concretos refratários estudados.

4.2.3.3 Resistência ao choque térmico

Realizam-se ensaios de choque térmico com amostras dos concretos que foram apenas secos a 110°C. Visando estudar uma possível diferença de dimensão entre as fissuras surgidas na região mais central do corpo-de-prova e aquelas surgidas em regiões mais extremas, decidiu-se que, para análise dos dados dos ensaios, os corpos-de-prova (com 16 cm de comprimento), seriam “divididos” em três regiões (ver figura 4.17). Considerou-se a extremidade esquerda de um corpo-de-prova como sendo a origem da coordenada “x” (coordenada ao longo do eixo do corpo-de-prova). Com isso, a extremidade direita do corpo-de-prova tinha coordenada $x=16$ cm. A primeira das três regiões em que se “dividiu” o corpo-de-prova abrangia os pontos com coordenadas entre $x=0$ e $x=5,33$ cm. A segunda região iniciava-se em $x=5,33$ cm e terminava em $x=10,67$ cm, e a terceira região de $x=10,67$ cm a $x=16$ cm. Segundo esse critério, chamou-se de “fissura de extremidade” uma fissura que estivesse na primeira ou na terceira região acima citada. Denominou-se “fissura central” uma fissura localizada na segunda região. Foram acompanhadas somente as três fissuras que primeiro tornavam-se visíveis, não tendo sido as demais monitoradas. A divisão em regiões visou verificar se ocorria maior dano nas extremidades que no centro das amostras. Como a região central dessas amostras se resfria mais lentamente do que as regiões de extremidade, os gradientes térmicos nas regiões extremas são um pouco maiores do que na região central. Assim, o efeito do choque térmico é um pouco mais intenso nas regiões de extremidade, o que resultar em larguras de fissura na extremidade maiores do que as do centro.

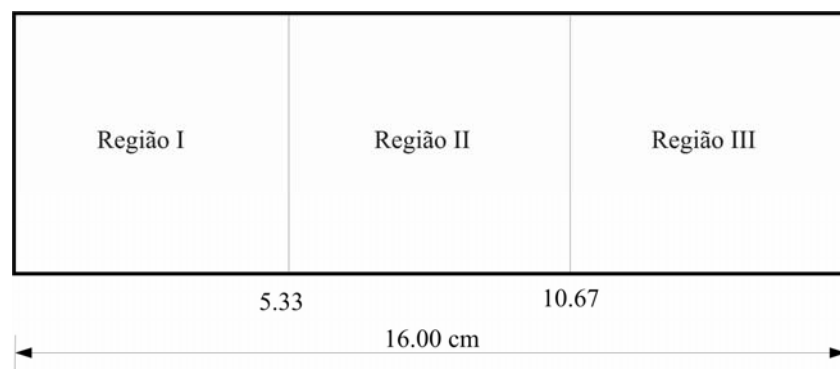


Figura 4.17: Amostra para ensaio de choque térmico.

O acompanhamento das aberturas das fissuras foi feito a cada ciclo de choque térmico. Foram escolhidos para análise apenas os resultados obtidos no primeiro, no décimo e no vigésimo ciclos, para se ter uma idéia da evolução das fissuras com o aumento dos ciclos de temperatura. Conforme já citado, o gradiente de temperatura de cada ciclo foi de 576°C, já que, a temperatura do forno era de 600°C, e a temperatura da água em que as amostras foram colocadas era de 24°C.

Traçaram-se gráficos em que o eixo horizontal representava a distância entre o local da fissura e a extremidade esquerda da amostra (coordenada “x” mencionada acima), enquanto no eixo vertical representava-se a abertura da fissura.

Nas figuras 4.18 a 4.21, são apresentados os gráficos abertura da fissura versus posição da fissura, respectivamente para os concretos CR0, CR0,60, CR1,20 e CR1,80. Em cada gráfico, foram traçados os pontos referentes ao primeiro, ao décimo e ao vigésimo ciclo de aquecimento/resfriamento. Foram ensaiados três corpos-de-prova de cada tipo de concreto, e todos os resultados de fissura das três amostras de cada concreto foram representados em um único gráfico.

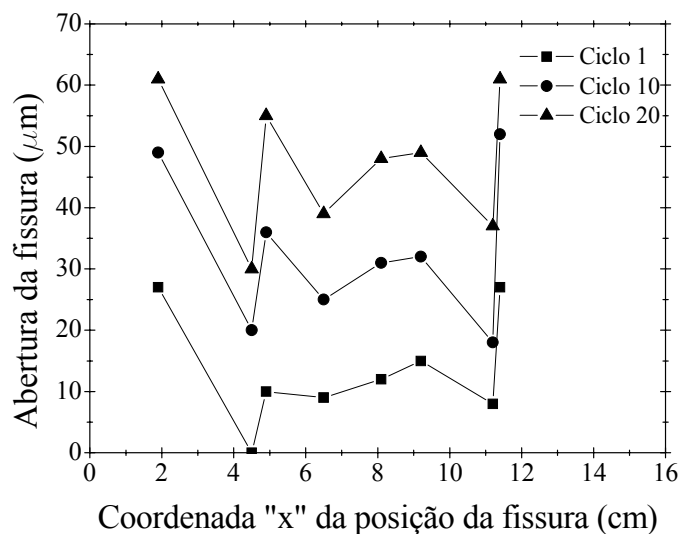


Figura 4.18: Gráfico abertura da fissura *versus* posição da fissura após o primeiro, o décimo e o vigésimo ciclos, para o concreto CR0.

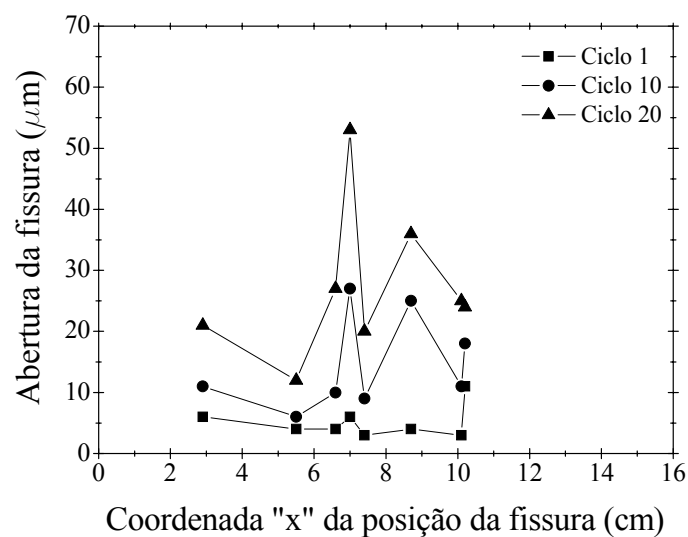


Figura 4.19: Gráfico abertura da fissura *versus* posição da fissura após o primeiro, o décimo e o vigésimo ciclos, para o concreto CR0,60.

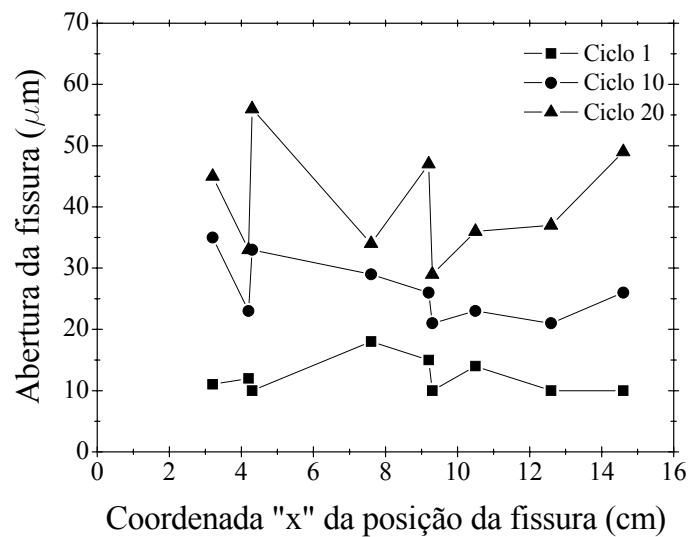


Figura 4.20: Gráfico abertura da fissura *versus* posição da fissura após o primeiro, o décimo e o vigésimo ciclos, para o concreto CR1,20.

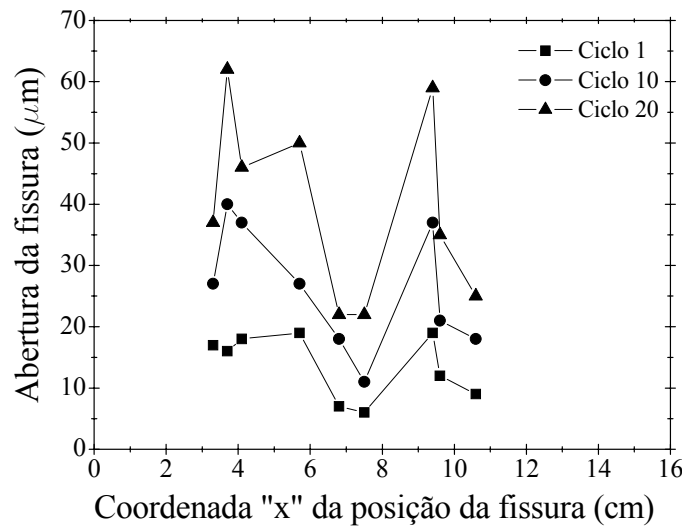
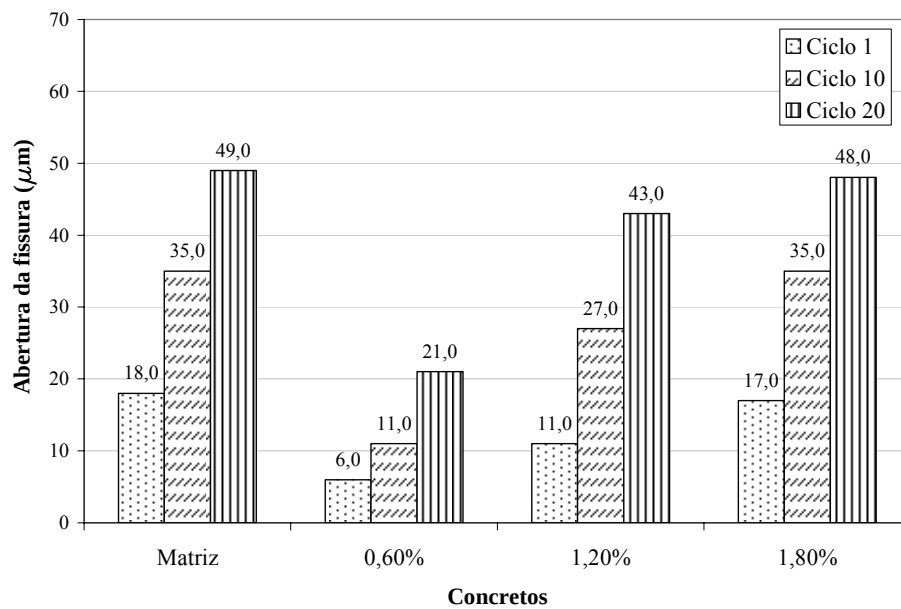


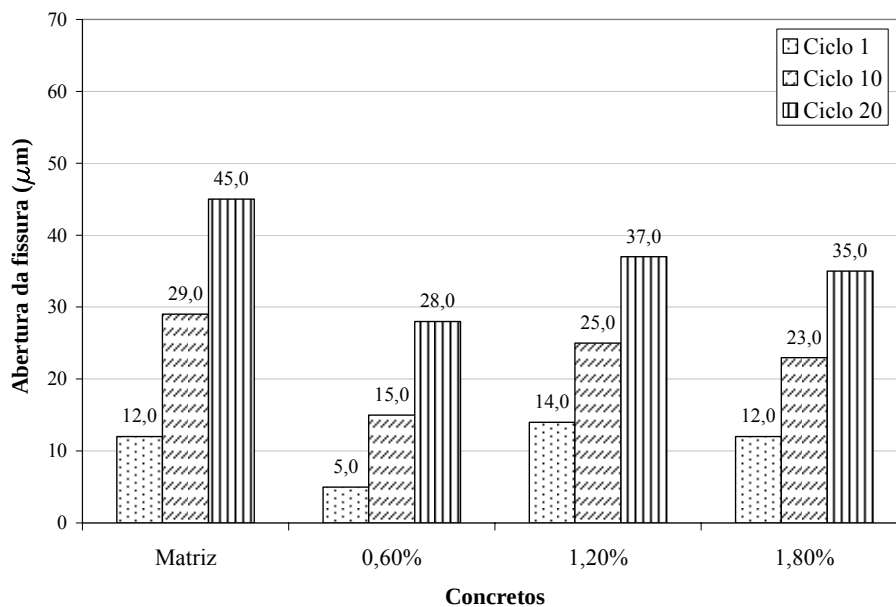
Figura 4.21: Gráfico abertura da fissura *versus* posição da fissura após o primeiro, o décimo e o vigésimo ciclos, para o concreto CR1,80.

Nota-se que, como se esperava, as larguras das fissuras cresceram com o aumento do número de ciclos. Também foi verificado que, de forma geral, as fissuras das “extremidades” da matriz tiveram larguras um pouco maiores do que as “centrais” para o primeiro ciclo de choque térmico, sendo que essa diferença foi reduzida com o aumento do número de ciclos. No primeiro ciclo de ensaio o valor médio de abertura de fissura de extremidade foi de $18\mu\text{m}$, enquanto que o valor médio de abertura de fissura central foi de $12\mu\text{m}$. No décimo ciclo, esses valores respectivos foram de 35 e $29\mu\text{m}$. Já no vigésimo e último ciclo analisado, foram de 49 e $45\mu\text{m}$. Para todos os ciclos, as fissuras de extremidade foram maiores do que as centrais.

Os valores médios de abertura de fissura de extremidade e de abertura de fissura central (para os três ciclos analisados, e para todos os concretos produzidos), estão apresentados respectivamente nos gráfico de barras da figura 4.22.



a) aberturas de fissuras na região da extremidade dos corpos-de-prova.



b) aberturas de fissuras na região central dos corpos-de-prova.

Figura 4.22: Comparação das médias das aberturas das fissuras: a) fissuras localizadas na região da extremidade dos corpos-de-prova e b) fissuras localizadas na região central dos corpos-de-prova.

Nas amostras com 0,60% de fibra de aço, de um modo geral não se observou uma diferença expressiva nas larguras das fissuras formadas nas extremidades e no centro. No primeiro ciclo, a largura média de abertura de fissura de extremidade foi praticamente a mesma da obtida para a região central ($6\mu\text{m}$ contra $5\mu\text{m}$). Já no décimo ciclo, a largura média de abertura de fissura no centro foi maior do que nas extremidades ($15\mu\text{m}$ contra $11\mu\text{m}$). O mesmo ocorreu com relação ao vigésimo ciclo ($28\mu\text{m}$ no centro; $21\mu\text{m}$ na extremidade).

Para as misturas de concreto contendo 1,20% de fibra de aço, os resultados de abertura média de fissura de extremidade e de abertura média de fissura central foram os seguintes - primeiro ciclo: 11 e $14\mu\text{m}$; décimo ciclo: 27 e $25\mu\text{m}$ e vigésimo ciclo: 43 e $37\mu\text{m}$. Também nesse caso não se observa variação expressiva entre a largura das fissuras que surgiram no centro e nas extremidades. No primeiro ciclo as fissuras de centro foram maiores do que as de extremidades. Para o décimo e o vigésimo ciclos as aberturas médias de extremidade foram, respectivamente, 8 e 16% maiores do que as centrais.

Quanto à mistura com maior teor de fibra (1,80%), esses respectivos valores (de extremidades e centrais) foram - primeiro ciclo: 17 e $12\mu\text{m}$; décimo ciclo: 35 e $23\mu\text{m}$ e vigésimo ciclo: 48 e $35\mu\text{m}$. Em todos os ciclos, as aberturas médias de extremidade foram maiores do que as centrais (42, 52 e 37%, com respeito ao primeiro, décimo e vigésimo ciclo, respectivamente).

Na figura 4.23, são apresentados os valores médios de todas as aberturas de fissuras (independente de serem de extremidade ou centro), para cada tipo de concreto, após o primeiro, o décimo e o vigésimo ciclo de choque térmico.

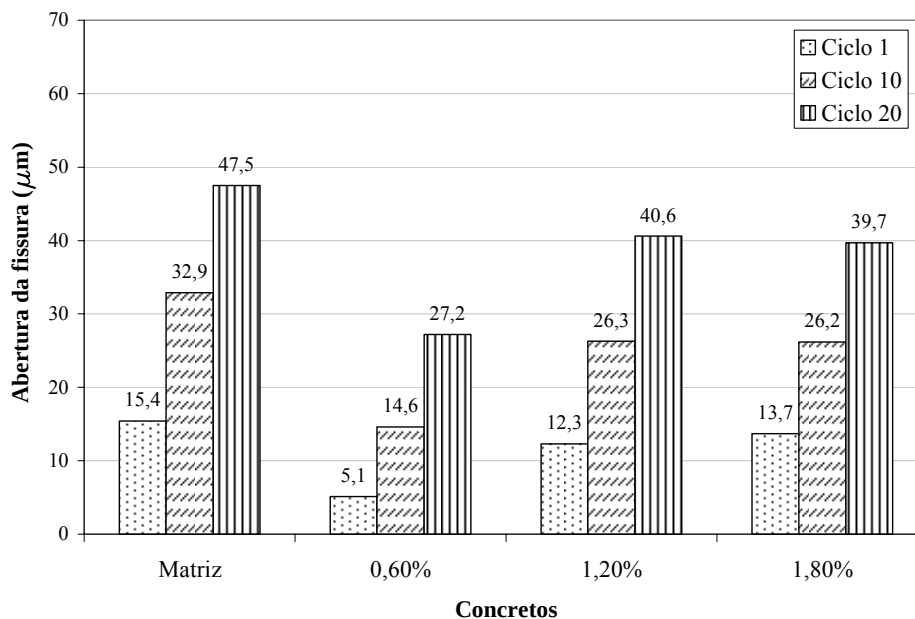


Figura 4.23: Comparação das médias das larguras das fissuras de todos os tipos de concreto.

Em termos gerais, no primeiro ciclo as misturas contendo 0,60, 1,20 e 1,80% de fibras reduziram o tamanho médio de largura de fissura em 67, 20 e 11%, respectivamente, sempre em relação à matriz. No décimo ciclo, essas reduções respectivas foram de 56, 20 e 20%. Finalmente, no vigésimo ciclo, as reduções foram de 43, 15 e 16%, respectivamente.

A figura 4.24 mostra um corpo-de-prova de cada tipo de concreto após passar por vinte ciclos de choque térmico. Percebe-se também que a matriz (CR0) apresentou uma quantidade muito maior de micro-fissuras do que os concretos reforçados com fibra de aço.



a) Amostra do concreto CR0;



b) Amostra do concreto CR0,60;



c) Amostra do concreto CR1,20;



d) Amostra do concreto CR1,80.

Figura 4.24: Corpos-de-prova de todos os tipos de concretos, após vinte ciclos de choque térmico.

Deve-se citar que ensaios preliminares de choque térmico realizados em amostras do concreto sem reforço fibroso (CR0) mostraram que, mesmo após 120 ciclos, não se verificava a ruptura das mesmas. Assim, decidiu-se seguir a norma de ensaio de choque térmico, que recomenda a realização de 20 ciclos de variação de temperatura.

Também foram realizados ensaios de flexão a quente (600°C) nas amostras (de todos os

tipos de concreto) que já haviam sofrido 20 ciclos de variação de temperatura. No entanto, ocorreu o mesmo problema descrito no item sobre os resultados de flexão a quente, ou seja, houve pré-fissuração indesejada dos corpos-de-prova antes do início do registro das cargas aplicadas e correspondentes deflexões (deslocamentos).

No *Anexo E* são encontradas tabelas que mostram as aberturas das fissuras centrais e extremas, de amostras de todos os tipos de concreto.

5 CONCLUSÕES

As principais conclusões a que se chega a partir dos resultados experimentais obtidos no presente estudo são listadas a seguir.

- Todas as misturas de concreto refratário reforçadas com fibra de aço apresentaram valores de espalhamento altos, indicando boa trabalhabilidade. Mesmo o concreto com 1,80% de fibra de aço, em volume, apresentou valor elevado de espalhamento, com trabalhabilidade adequada para moldagem por vibração.

- A resistência à compressão do concreto estudado aumentou com a adição das fibras. Nas situações EA e E110, o concreto com 1,20% de fibra teve o melhor desempenho à compressão. De grande importância nesse trabalho, foi a verificação de que, para todos os concretos estudados, os resultados de resistência à compressão obtidos em amostras secas a 110°C e ensaiadas a temperatura ambiente foram bastante semelhantes aos resultados obtidos em amostras secas a 100°C, resfriadas e ensaiadas a temperatura de 110°C. Nas situações Q600-EA e E600, a maior resistência à compressão foi obtida pelo concreto com o maior teor de fibra (1,80%). Comparando-se as situações de ensaio, foi verificado que a exposição das amostras a uma alta temperatura (600°C) causou uma redução em sua resistência à compressão. Além disso, os concretos se mostraram mais resistentes à compressão quando foram ensaiados a 600°C do que quando foram queimados a 600°C, resfriados e ensaiados a temperatura ambiente. As amostras queimadas a 1300°C tiveram resistências à compressão maiores do que as queimadas tanto a 600 como a 1000°C, devido ao processo de formação de ligações cerâmicas.

- Nas situações EA e Q600-EA, não houve grande alteração no módulo de elasticidade do concreto devido à adição de fibra. A maior variação no valor desse parâmetro foi de cerca de 13% (concreto CR1,80). Para todos os tipos de concreto, a queima a 600°C reduziu consideravelmente o seu módulo de elasticidade (35%, em média). Quando a

queima foi efetuada a 1300°C, o concreto sem fibra apresentou módulo de elasticidade bem próximo do concreto não-queimado (EA), em função da formação de ligações cerâmicas.

- As maiores tensões de primeira fissura, obtidas a partir dos ensaios de flexão, foram as relativas às situações EA (concretos ensaiados a temperatura ambiente) e E110 (concretos ensaiados a uma temperatura de 110°C). Na situação em que os concretos foram queimados a 600°C e ensaiados a temperatura ambiente (Q600-EA) e na situação em que os concretos foram ensaiados a uma temperatura de 600°C (E600), as tensões de primeira fissura obtidas foram significativamente menores. Ou seja, quando o concreto foi exposto (queimado ou ensaiado) a uma alta temperatura (600°C), sua tensão de primeira fissura foi consideravelmente reduzida.

- A presença do reforço fibroso resultou em um aumento expressivo na resistência à flexão do concreto, em todas as situações de ensaio. Como esperado, o concreto com maior teor de fibra (1,80% em volume) apresentou os melhores resultados de resistência à flexão (112% maior do que a do concreto sem fibra, na situação EA; 142% maior, na situação Q600-EA; 135% maior, na situação E110). O fator de tenacidade dos concretos, obtido conforme determina a Norma Japonesa, também sofreu aumento considerável. Para uma deflexão máxima de 1,20 mm, o concreto com maior teor de fibra teve tenacidades, nas situações EA, Q600-EA e E110, respectivamente 100, 138 e 112% maiores do que as do concreto com menor quantidade de fibra (0,60%). Já para a deflexão máxima de 1,60 mm, esses respectivos aumentos foram de 108, 165 e 104%.

- O concreto refratário sem adição de fibra (CR0), ao ser queimado a 1300°C e ensaiado a temperaturas de 21, 110 e 600°C, apresentou valores de resistência à flexão maiores do que possuía antes da queima. A 1300°C, ligações cerâmicas se desenvolvem no concreto refratário, fazendo com que ele obtenha um ganho considerável de resistência.

- Em relação à massa específica aparente, observou-se que, quanto maior a porcentagem de fibra de aço adicionada, mais densa se tornava a mistura, para todas as situações. O processo de queima dos concretos, tanto a 600 quanto a 1300°C, diminuiu a sua densidade, elevando sua porosidade.

- A adição de fibra de aço não exerceu influencia significativa na perda de massa do

concreto, no ensaio de erosão. Os concretos queimados a 600°C apresentaram resistência à erosão menor do que os que foram apenas secos a 110°C e ensaiados a temperatura ambiente. Já os concretos ensaiados a 110°C tiveram resistência à erosão muito semelhante aos concretos ensaiados na situação EA.

- Nos ensaios de choque térmico, as aberturas de fissura aumentaram conforme o número de ciclos de variação de temperatura crescia. No primeiro ciclo, os concretos com teores de fibra de aço de 0,60, 1,20 e 1,80% tornaram as larguras médias das fissuras, respectivamente, 67, 20 e 11% menores do que as do concreto sem fibra. Após dez ciclos, essas reduções respectivas foram de 56, 20 e 20%. Por fim, depois de vinte ciclos de variação de temperatura, as reduções foram de 43, 15 e 16%, respectivamente.

5.1 Sugestões para futuras pesquisas

Em breve, estará funcionando no Laboratório de Estruturas da COPPE/UFRJ um permeâmetro a gás, viabilizando a realização de ensaios de permeabilidade a quente em amostras de concreto refratário, que não puderam ser feitos nesse trabalho.

Também é importante a realização de ensaios de variação dimensional, o que não ocorreu nesse estudo devido a problemas de funcionamento do equipamento.

Sugere-se que se realizem ensaios de choque térmico com uma quantidade de ciclos suficiente para levar as amostras de concreto refratário à ruptura. No presente trabalho, foram feitos apenas 20 ciclos de variação de temperatura. Também é de grande interesse que sejam calculadas as propriedades mecânicas dos concretos após os mesmos terem sido submetidos a ensaios de choque térmico, o que permite avaliar de que forma as variações cíclicas de temperatura afetam as referidas propriedades.

Em relação aos ensaios de erosão, pode-se variar o ângulo entre o material erosivo e os corpos-de-prova, para que se avalie a influência que esse parâmetro exerce sobre a perda de massa do concreto.

Seria de grande relevância a realização de ensaios micro-estruturais em amostras dos concretos refratários estudados, o que, por escassez de tempo, não foi feito no presente trabalho.

Está sendo desenvolvido no Laboratório um sistema que permite a medição de deformação, em ensaios de compressão a quente, por meio de LVDT's. Com isso, vai se tornar possível a obtenção do módulo de elasticidade dos concretos em ensaios a quente.

A prensa foi recentemente configurada para possibilitar a realização de ensaios de tração direta a quente em corpos-de-prova cilíndricos. Futuros trabalhos podem, então, apresentar resultados provenientes desse tipo de ensaios.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALTUN, I. A., 2001, “Cement and Concrete Research 31”. *Effect of temperature on the mechanical properties of self-flowing low cement refractory concrete*, pp.1233–1237.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, 1983, “ACI Committee 547R-79. “*Refractory Concrete*”. Detroit: American Concrete Institute, 85 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2000, *Standard Test Methods for Apparent Porosity, Water Absorption, Apparent Specific Gravity, and Bulk Density of Burned Refractory Brick and Shapes by Boiling Water*: ASTM C20-00. Philadelphia.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2002, *Standard Test Methods for Static Modulus of Elasticity and Poisson’s Ratio of Concrete in Compression: ASTM C-469*. Philadelphia.

ANDIÓN, L. G., GARCÉS, P., ALCOCCEL, E. G., GALAO, O., CASES, F., 2001, “Forced Rebar Corrosion for Durability Problems in Calcium Aluminate Cement Structures”. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON CALCIUM ALUMINATE CEMENTS (CAC)*, p. 395-404.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996, *Determinação da resistência à compressão*: NBR 7215. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1999, *Materiais Refratários Densos– Determinação da resistências à erosão à temperatura ambiente*. NBR 13185. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2002, *Materiais*

- Refratários Densos não-conformados – Determinação das resistências à flexão e à compressão à temperatura ambiente: NBR 11222. Rio de Janeiro.*
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1997, *Materiais Refratários – Determinação da resistência ao choque térmico com resfriamento em água: NBR 13202. Rio de Janeiro.*
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1999, *Materiais Refratários – Determinação da resistência à flexão a quente: NBR 9642. Rio de Janeiro.*
- BALAGURU, P. N., SHAH, S. P., 1992, Fiber-Reinforced Cement Composites.
- BAZANT, Z. P., 1982, Crack band model for fracture of geomaterials. *Proc. 4th Int. Conf. on Num Meth. In Geomechanics*. Edmonton, Canada, 3, pp.1137-52.
- BAZANT, Z. P., KAPLAN, M. F., 1996, *Concrete at High Temperatures*.
- BERNARDES, R., 2001, “Curso de formação de inspetor de equipamentos”, *II.4 Refratários e Isolantes*, Rio de Janeiro.
- BUHR, G. B., ARONI, J. M., RACHER, R. P., 2004, “BONITE – A New Material Alternative for Refractory Innovations”, *47th Int. Coll. Refractories, Aachen*, pp. 205-209.
- DIAZ, L. A., TORRECILLAS, R., 2009, “Hot bending strength and creep behaviour at 1000–1400 °C of high alumina refractory castables with spinel, periclase and dolomite additions”. *Journal of the European Ceramic Society* 29, pp. 53–58.
- FIGUEIREDO, A. D., 2000, *Parâmetros de controle e Dosagem do concreto projetados com fibras de aço*. Tese (Dotourado), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 342 p.
- GARCIA, J. R., OLIVEIRA, I. R., PANDOLFELLI, V.C., 2007, “Hidratação process and the mechanisms of retarding and accelerating the setting time of calcium aluminate cement, *Cerâmica vol. 53 n° 325*, São Paulo.
- GARCIA, J. R., OLIVEIRA, I. R., PANDOLFELLI, V. C., 2006, “Processo de

- hidratação e os mecanismos de atuação dos aditivos aceleradores e retardadores de pega do cimento de aluminato de cálcio”, *Cerâmica* 53, 325, pp. 42-56.
- GEORGE, C. M., 1994, “Aspects of calcium aluminat cement (CAC) hydration”. *Refractories Symp. Am. Ceram. Soc.*, St. Louis, pp. 1-21.
- GITZEN, W. H., HART, L. D., MACZURA, G., 1957, “Properties of some calcium aluminate cement compositions”. *J. Am. Cer. Soc.*, 40(5), pp.158-67.
- HOLTERHOFF JR., A. G., 2001, “Fire Training Facilities: Materials and Methods”. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON CALCIUM ALUMINATE CEMENTS (CAC)*, July, Edinburgh. UK, p. 169-180.
- I-KHO, V., VEN-NEM, L., 1992, “Corrosion-resistant steel fiber produced by the melt-extraction method and its use in refractories”, *Metal Science and Heat Treatment* Vol. 34, n. 9.
- JCI SF4, 1983, “Method of test for flexural toughness of fibre reinforced concrete. JCI Standards for test methods of fibre reinforced”, *Japan Concrete Institute*, Japan, pp 45-51.
- KOPANDA, J. E., MACZURA, G., 1990, “Production processes, properties, and applications for calcium aluminate cements”. In: *Le Roy, D. H. Alumina chemicals: science and technology handbook*, Westerville: The American Ceramic Associety, p. 171-183.
- LAMOUR, V. H. R., MONTEIRO, P. J. M., SCRIVENER, K. L., FRYDA, H., 2001, “Microscopic Studies of the Early Hydration of Calcium Aluminate Cements”. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON CALCIUM ALUMINATE CEMENTS (CAC)*, July, Edinburgh. UK, p. 169-180.
- LANKARD, D. R., SHEETS, H. D., 1971, “Use of steel wire fibers in refractory castables”. *Am. Cer. Soc. Bull.*, 50(5), pp. 497-500.
- LANKARD, D. R., 1977, “Steel Reinforced Refractory Concrete”, *American Concrete Institute Symposium Refractory Concrete*, San Diego, March.

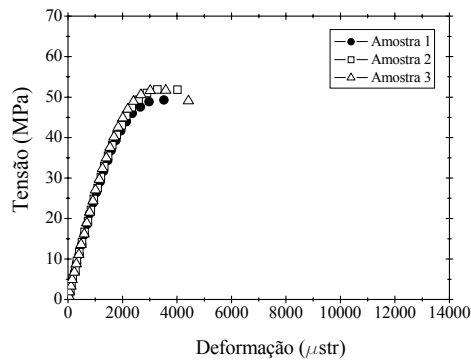
- LEE, W. E., VIEIRA, W., ZHANG, S., AHARI, K. G., SARPOOLAKY, H., PARR, C., 2001, *Castable Refractory Concretes*. Int. Mater. Rev. 46, 3, pp. 145.
- MEHTA, P. K., MONTEIRO, P. J. M., 1994, “*Concreto - estrutura, propriedades e materiais*”. 1 ed. São Paulo: PINI.
- MILOUD, B., 2004, “The influence of fibre content on the performance of steel fibre refractory concrete”. *Journal of Civil Engineering Research and Practice* Vol. 1 No. 1.
- MOHAMMADI, S. P., MADAN, S. K., 2006, “Flexural fatigue strength steel fibrous concrete containing mixed steel fibres”. *Journal of Zhejiang University Science*.
- MONTGOMERY D. C. & RUNGER, G. C., 2003, *Estatística aplicada e probabilidade para engenheiros*. 2 ed. Rio de Janeiro: LTC.
- NEVILLE, A. M., 1998, “A New Look at High-Alumina Cement”, *Concrete International*, p.51-65.
- NEVILLE, A. M., 1997, “Propriedades do Concreto”. *Trad. Salvador E. Giamusso*, São Paulo. Editora Pini.
- NISHIKAMA, A., 1984, *Technology of monolithic refractories*, Plibrico Japan Company, 598p.
- ODRISCOLL, M., 2000, “*Alumina Cements - Lining up Against Steel and Sewage*”, Ind. Min., pp.35-45.
- OUEDRAOGO, E.; PROMPT, N., 2008, “High-temperature mechanical characterisation of an alumina refractory concrete for Blast Furnace main trough PART II. Material behaviour”. *Journal of the European Ceramic Society* 28, pp. 2867–2875.
- PANDOLFELLI, V.C., PERET, C. M., 2005, “Influence of steel fiber on the mechanical behavior of refractory castables upon drying”. *Cerâmica vol. 51, n 317*, São Paulo.
- PANDOLFELLI, V.C., SANTOS, V. A.A., VALENZUELA, F. A. O., GALLO, J.

- B.,2006, “Erosion resistance of refractory castables”. *Cerâmica* vol. 52, n 323, São Paulo.
- PARKER, K. M., SHARP, J. H., 1982, “Refractory calcium aluminate cements”. *Brit. Ceram. Trans. J.* 81, pp. 35-42.
- PARR, C. D., AALT, C., WOHRMEYER, C., NONNET, E., 2003, “Calcium aluminate cement hydration and influence on the placing and high temperature properties of reduced cement castable systems”. *In Proc. 39th Annual Symp. Refractories*, St Louis, pp. 9-10.
- PENA, P.; AZA, A. H., 1999 “Cemento de Aluminatos Cálcicos. Constitución, Características y Aplicaciones”, In: *C. Baudin, Refractarios Monolithics, Sociedad Española de Cerâmica y Vidrio*, pp. 85-106.
- PETZOLD, A., ROHRS, M., 1970, *Concrete for High Temperatures* (translated from German). MacLaren & Sons Ltd, London.
- RAMAKRISHNAN, V., 1989, “Flexural fatigue strength, endurance limit and impact strength of fiber reinforced refractory concretes”. *International Conference on Recent Developments in Fiber Reinforced Refractory Concretes*.
- RESEN, L., 1957, the Oil and Gas J. 55, 49, pp. 101.
- SCHNEIDER, U., DIEDERICHS, U., EHM, C., 1982, “Effect of temperature on steel and concrete for PCRVs”, *Nucl. Engng. Des.*, 67, pp. 245-258.
- SCHNEIDER, S. J., MONG, L. E., 1958, “Elasticity, strength and other related properties of some refractory castables”, *Jour. Amer. Ceram. Soc.*, 41(1), p. 27.
- SCRIVENER, K. L., CABIRON, J. L., LETOURNEUX, R., 1999, “High-Performance Concretes from calcium aluminate cements”. *Cement and Concrete Research*, v. 29, pp. 1215-1223.
- SCRIVENER, K. L., CAPMAS, A., 1998, “Chemistry of Cement and Concrete”, Edited by: PETER C. HEWLETT.
- SCRIVENER, K. L., 2001, “Historical and Present Day Applications of Calcium

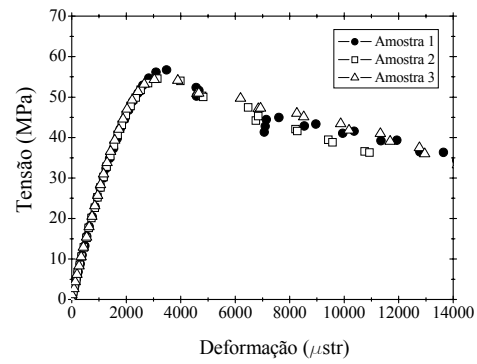
- Aluminate Cements”. In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON CALCIUM ALUMINATE CEMENTS (CAC)*, Edinburgh. UK, pp.3-23.
- SHAH, S.P., 1991, “Do fibers improve the tensile strength of concrete?”. In: *First Canadian University-Industry Workshop on Fibre Reinforced Concrete*, Quebec, pp. 10-30.
- SINGH, V. K., MANDAL, U. K., 1984, “Hydration and some other properties of CA and CA2 and their mixes”. *Trans. Indian Ceram. Soc.* 43, pp.15-18.
- TOLEDO FILHO, R. D., FONTES, C. M. A., ROSA, L. F. L., FAIRBAIRN, E. M. R.; MEDEIROS, J., 2007, “Physical and mechanical properties of refractory concrete reinforced with wollastonite and steel fibers after exposure to high temperatures”. *Concrete Under Severe Conditions – Environment and Loading*.
- WYGANT, J. F., BUCKLEY, W. L., 1954, Refractory concrete for refinery vessel linings. *Am. Cer. Soc. Bull.*, 33(8), pp. 233-9.

Anexo A

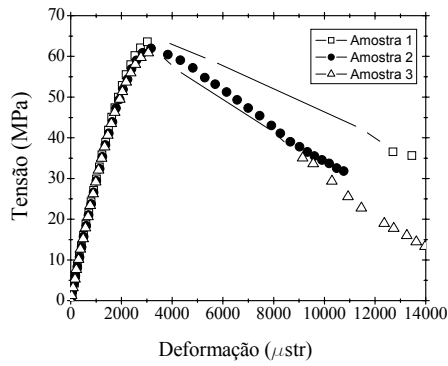
(Curvas tensão x deformação das amostras)



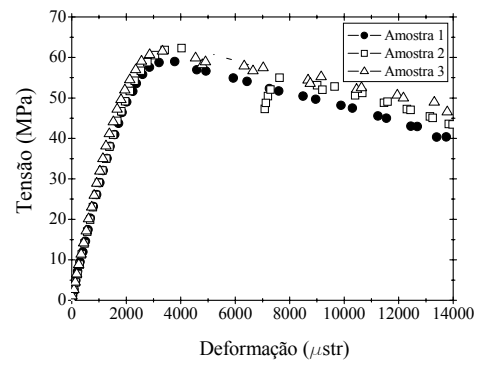
a)



b)

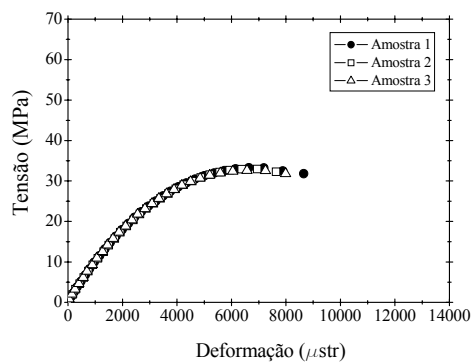


c)

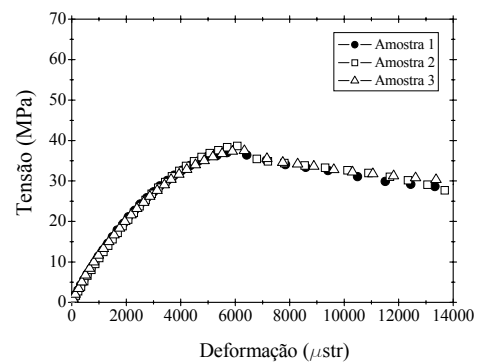


d)

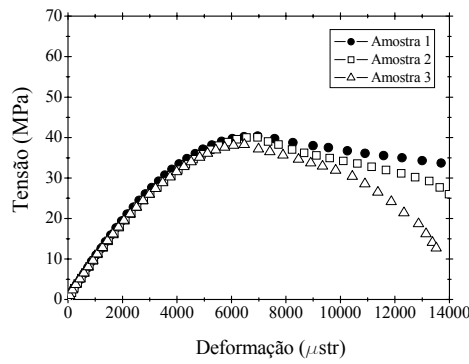
Figura anexo A 1: Gráficos tensão *versus* deformação da situação EA: a) mistura matriz, b) mistura com 0,60% de fibra de aço, c) mistura com 1,20% de fibra de aço e d) mistura com 1,80% de fibra de aço.



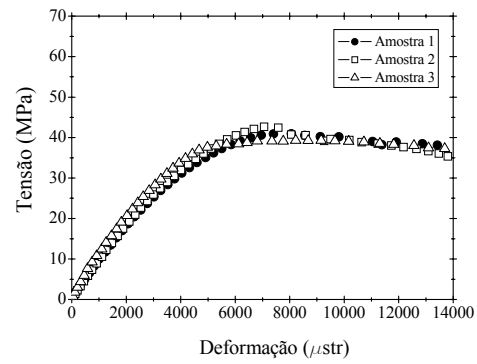
a)



b)

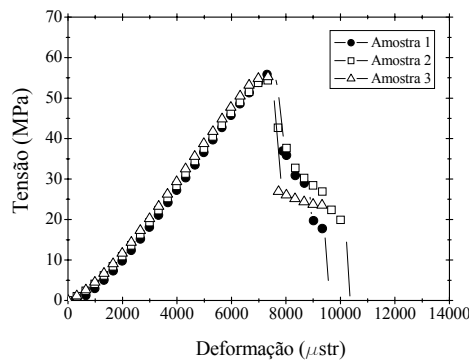


c)

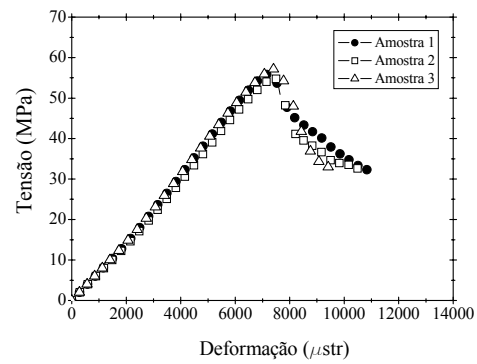


d)

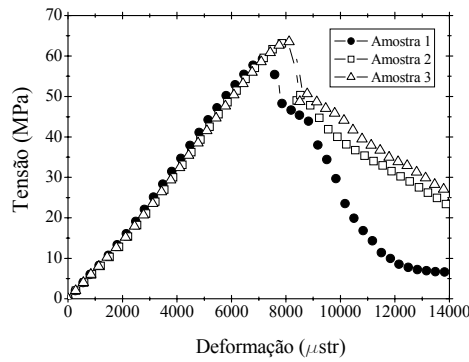
Figura anexo A 2: Gráficos tensão *versus* deformação da situação Q600-EA: a) mistura matriz, b) mistura com 0,60% de fibra de aço, c) mistura com 1,20% de fibra de aço e d) mistura com 1,80% de fibra de aço.



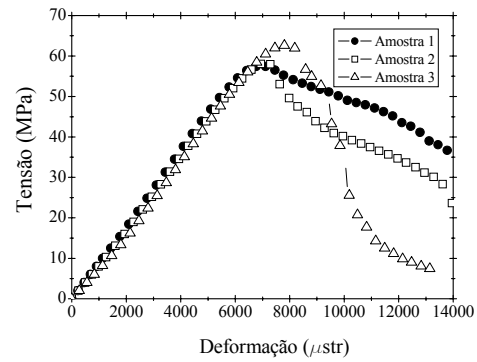
a)



b)

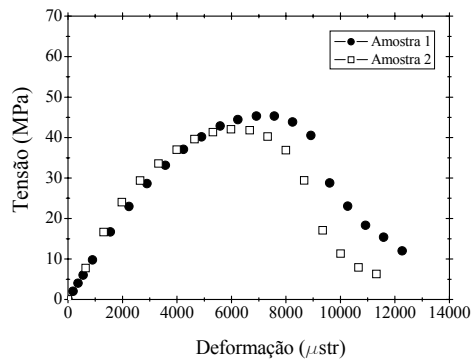


c)

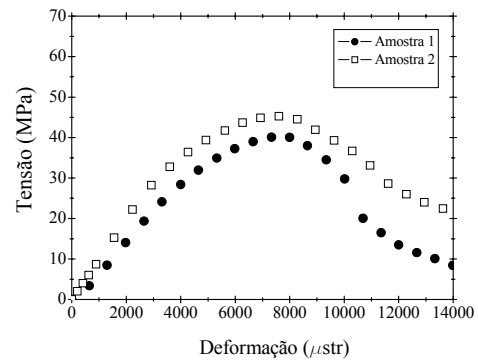


d)

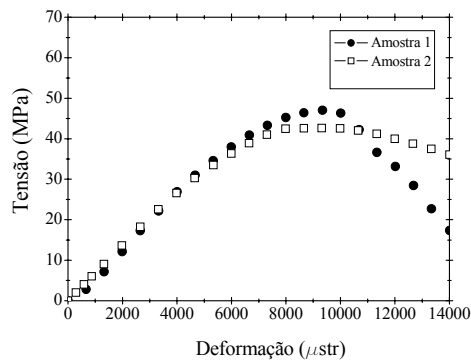
Figura anexo A 3: Gráficos tensão *versus* deformação da situação E110: a) mistura matriz, b) mistura com 0,60% de fibra de aço, c) mistura com 1,20% de fibra de aço e d) mistura com 1,80% de fibra de aço.



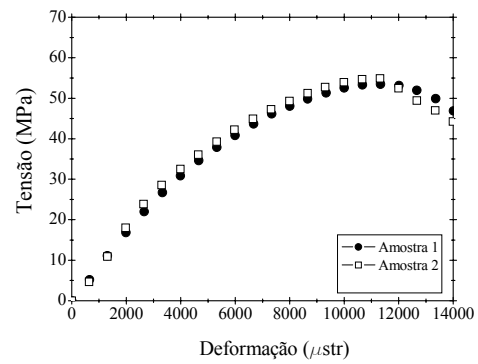
a)



b)



c)

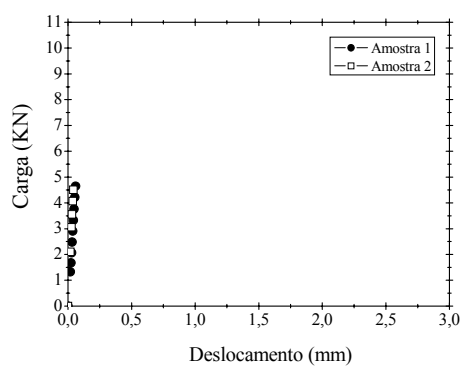


d)

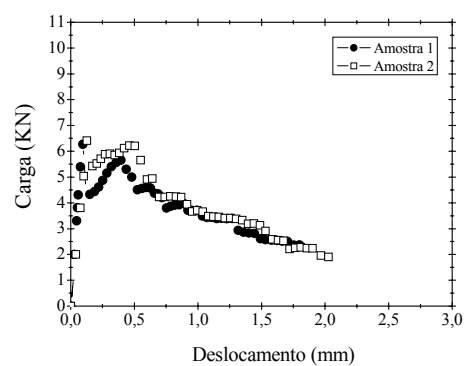
Figura anexo A 4: Gráficos tensão *versus* deformação da situação E600:a) mistura matriz, b) mistura com 0,60% de fibra de aço, c) mistura com 1,20% de fibra de aço e d) mistura com 1,80% de fibra de aço.

Anexo B

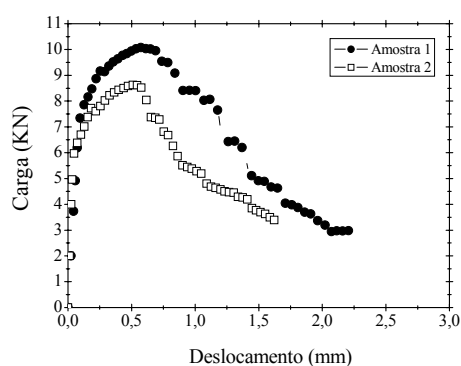
(Curvas carga x deslocamento das amostras)



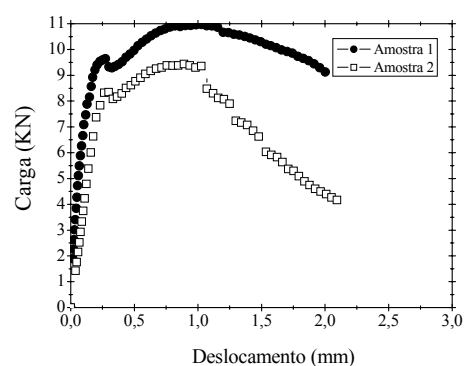
a)



b)

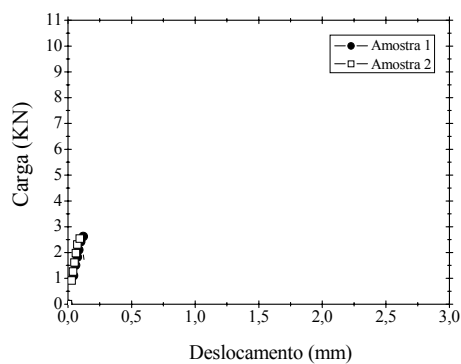


c)

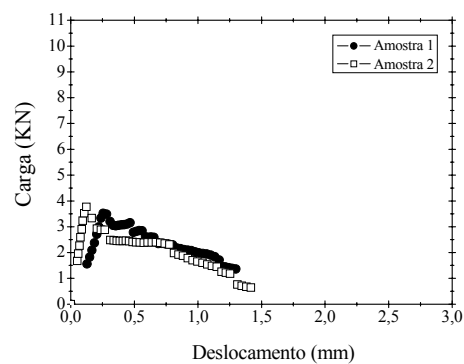


d)

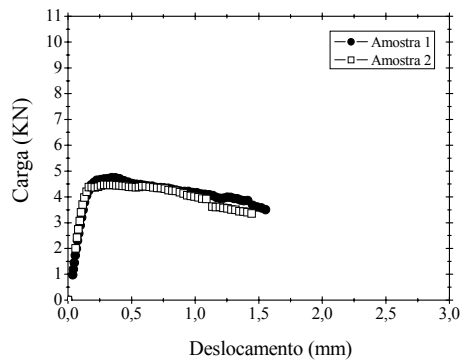
Figura anexo B 1: Gráficos carga *versus* deslocamento da situação EA: a) mistura matriz, b) mistura com 0,60% de fibra de aço, c) mistura com 1,20% de fibra de aço e d) mistura com 1,80% de fibra de aço.



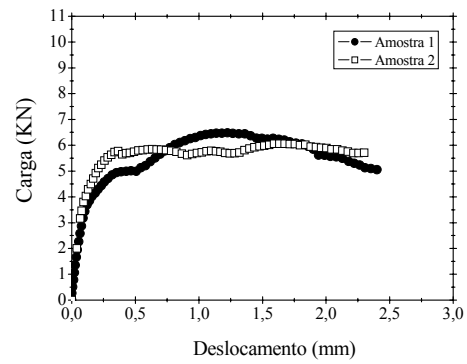
a)



b)

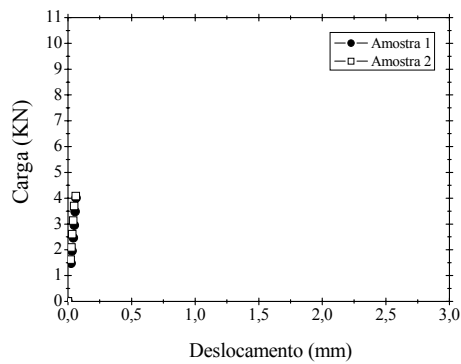


c)

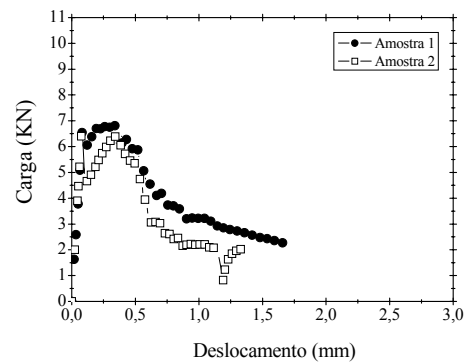


d)

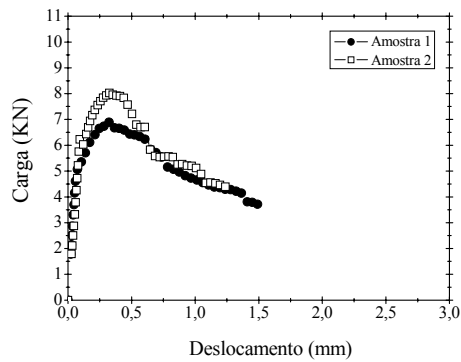
Figura anexo B 2: Gráficos carga *versus* deslocamento da situação Q600-EA: a) mistura matriz, b) mistura com 0,60% de fibra de aço, c) mistura com 1,20% de fibra de aço e d) mistura com 1,80% de fibra de aço.



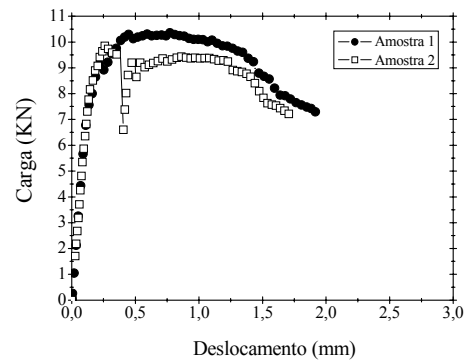
a)



b)

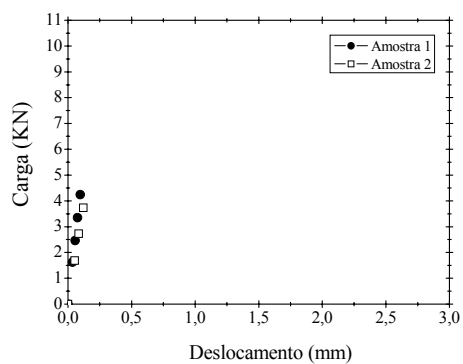


c)

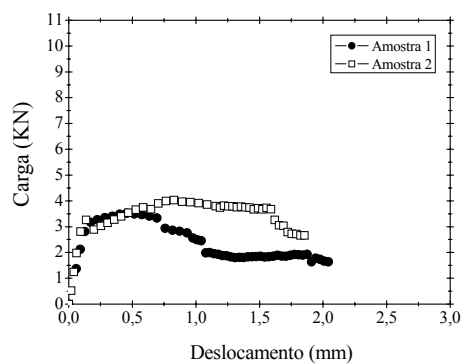


d)

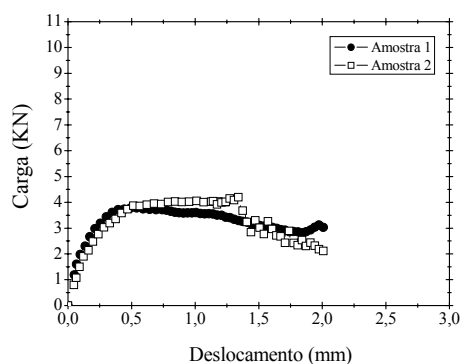
Figura anexo B 3: Gráficos carga *versus* deslocamento da situação E110: a) mistura matriz, b) mistura com 0,60% de fibra de aço, c) mistura com 1,20% de fibra de aço e d) mistura com 1,80% de fibra de aço.



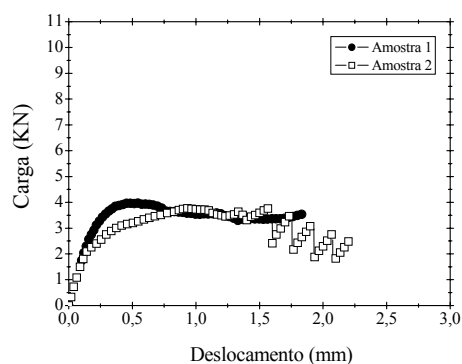
a)



b)



c)



d)

Figura anexo B 4: Gráficos carga *versus* deslocamento da situação E600: a) mistura matriz, b) mistura com 0,60% de fibra de aço, c) mistura com 1,20% de fibra de aço e d) mistura com 1,80% de fibra de aço.

Anexo C

(Massa específica aparente das amostras)

Tabela anexo C 1: Peso seco, submerso e saturado das amostras no ensaio de massa específica aparente.

Massa Específica Aparente			
Matriz			
Situação de ensaio	Peso seco (g)	Peso submerso (g)	Peso saturado (g)
CR0			
EA	303,83	195,82	329,37
	306,52	197,41	331,94
	292,65	187,97	316,83
Q600-EA	289,14	189,85	320,63
	279,25	183,45	310,04
	290,13	190,31	322,07
Q1300-EA	280,78	184,65	310,98
	277,72	182,39	307,25
	284,79	187,05	315,95
CR0,60			
EA	297,68	191,82	320,06
	301,76	195,1	325,06
	304,34	196,33	327,03
Q600-EA	300,59	199,25	333,48
	280,82	185,59	312,53
	301,82	199,54	335,2
CR1,20			
EA	302,27	193,41	322,49
	316,79	202,22	337,62
	305,13	196,82	326,54
Q600-EA	284,5	189,73	316,12
	295,36	198,55	328,49
	293,74	196,58	326,76
CR1,80			
EA	302,89	197,41	325,28
	307,75	201,39	331,52
	304,32	198,99	328,05
Q600-EA	297,46	199,98	329,63
	294,08	197,52	325,7
	297,52	199,33	329,73

Anexo D

(Resistência à erosão (% de perda de massa))

Tabela anexo D 1: Perda de massa referente ao ensaio de erosão.

Resistência a Erosão						
CR0						
Amostras	m1(g)	v(cm³)	Mea(g/cm³)	m2(g)	$\Delta V(\text{cm}^3)$	$(\Delta V/V) \times 100$
EA-1	770,300	0,352	2188,352	765,000	0,002	0,688
EA-2	797,600	0,345	2311,884	792,200	0,002	0,677
EA-3	796,800	0,346	2302,890	791,200	0,002	0,703
Q600-EA-1	759,400	0,350	2169,714	751,500	0,004	1,040
Q600-EA-2	763,500	0,343	2225,948	754,700	0,004	1,153
Q600-EA-3	755,100	0,344	2195,058	746,800	0,004	1,099
E110-1	780,800	0,336	2323,810	775,600	0,002	0,666
E110-2	744,600	0,343	2170,845	739,500	0,002	0,685
E110-3	761,500	0,336	2266,369	755,800	0,003	0,749
CR0,60						
Amostras:	m1(g)	v(cm³)	Mea(g/cm³)	m2(g)	$\Delta V(\text{cm}^3)$	$(\Delta V/V) \times 100$
EA-1	809,200	0,348	2325,287	803,900	0,002	0,655
EA-2	759,400	0,337	2253,412	754,300	0,002	0,672
EA-3	813,400	0,339	2399,410	808,900	0,002	0,553
Q600-EA-1	745,700	0,334	2232,635	736,400	0,004	1,247
Q600-EA-2	763,900	0,347	2201,441	754,100	0,004	1,283
Q600-EA-3	764,100	0,348	2195,690	756,100	0,004	1,047
E110-1	814,800	0,352	2314,773	810,700	0,002	0,503
E110-2	771,300	0,341	2261,877	766,600	0,002	0,609
E110-3	764,300	0,333	2295,195	759,800	0,002	0,589
CR1,20						
Amostras:	m1(g)	v(cm³)	Mea(g/cm³)	m2(g)	$\Delta V(\text{cm}^3)$	$(\Delta V/V) \times 100$
EA-1	810,600	0,336	2412,500	805,100	0,002	0,679
EA-2	788,100	0,334	2359,581	782,100	0,003	0,761
EA-3	760,600	0,321	2369,470	754,100	0,003	0,855
Q600-EA-1	773,500	0,341	2268,328	763,700	0,004	1,267
Q600-EA-2	783,400	0,353	2219,263	776,100	0,003	0,932
Q600-EA-3	761,000	0,332	2292,169	751,800	0,004	1,209
CR1,80						
Amostras:	m1(g)	v(cm³)	Mea(g/cm³)	m2(g)	$\Delta V(\text{cm}^3)$	$(\Delta V/V) \times 100$
EA-1	828,200	0,344	2407,558	823,400	0,002	0,580
EA-2	813,400	0,352	2310,795	807,600	0,003	0,713
EA-3	803,300	0,337	2383,680	797,800	0,002	0,685
Q600-EA-1	761,600	0,320	2380,000	755,500	0,003	0,801
Q600-EA-2	776,700	0,345	2251,304	770,100	0,003	0,850

Anexo E
*(Choque térmico (abertura das
fissuras))*

Tabela anexo E 1: Abertura das fissuras com sua localização no corpo-de-prova no ensaio de choque térmico para as misturas matriz e com 0,60% de fibra de aço.

Abertura das fissuras (μm) - localização das fissuras na amostra (cm)			
CR0			
Nº de ciclos	Amostras	Fissura de extremidade	Fissura central
1º Ciclo	Amostra 1	27 (1,90) 27 (11,4)	12 (8,10)
	Amostra 2	8 (11,2)	15 (9,20)
	Amostra 3	10 (4,90)	9 (6,5)
10º Ciclo	Amostra 1	49 (1,90) 52 (11,40)	31 (8,10)
	Amostra 2	20 (4,50) 18 (11,20)	32 (9,20)
	Amostra 3	36 (4,90)	25 (6,50)
20º Ciclo	Amostra 1	61 (1,90) 61 (11,40)	48 (8,10)
	Amostra 2	30 (4,50) 37 (11,20)	49 (9,20)
	Amostra 3	55 (4,90)	39 (6,50)
CR0,60			
Nº de ciclos	Amostras	Fissura de extremidade	Fissura central
1º Ciclo	Amostra 1	6 (2,90)	4 (5,5) 11 (10,20)
	Amostra 2	-	6 (7,80) 4 (8,70)
	Amostra 3	-	4 (6,60) 3 (7,40) 3 (10,10)
10º Ciclo	Amostra 1	11 (2,90)	6 (5,50) 18 (10,20)
	Amostra 2	-	27 (7,0) 25 (8,7)
	Amostra 3	-	10 (6,60) 9 (7,40) 11 (10,10)
20º Ciclo	Amostra 1	21 (2,90)	12 (5,50) 24 (10,20)
	Amostra 2	-	53 (7,0) 36 (8,70)
	Amostra 3	-	27 (6,60) 20 (7,40) 25 (10,1)

Tabela anexo E 2: Abertura das fissuras com sua localização no corpo-de-prova no ensaio de choque térmico para as misturas com 1,20 e 1,80% de fibra de aço.

Abertura das fissuras (μm) - localização das fissuras na amostra (cm)			
CR1,20			
Nº de ciclos	Amostras	Fissura de extremidade	Fissura central
1º Ciclo	Amostra 1	11 (3,20)	10 (9,30)
		10 (12,60)	
	Amostra 2	10 (4,30)	15 (9,20)
		10 (14,60)	
	Amostra 3	12 (4,20)	18 (7,60)
		14 (10,5)	
10º Ciclo	Amostra 1	35 (3,20)	21 (9,30)
		21 (12,60)	
	Amostra 2	33 (4,30)	26 (9,20)
		26 (14,60)	
	Amostra 3	23 (4,20)	29 (7,60)
		23 (10,50)	
20º Ciclo	Amostra 1	45 (3,20)	29 (9,30)
		37 (12,60)	
	Amostra 2	56 (4,30)	47 (9,20)
		49 (14,60)	
	Amostra 3	33 (4,20)	34 (7,60)
		36 (10,50)	
CR1,80			
Nº de ciclos	Amostras	Fissura de extremidade	Fissura central
1º Ciclo	Amostra 1	18 (4,10)	19 (5,71)
			12 (9,60)
	Amostra 2	17 (3,30)	6 (7,50)
	Amostra 3	16 (3,70)	7 (6,80)
			9 (10,60)
10º Ciclo	Amostra 1	37 (4,10)	19 (9,40)
			27 (5,70)
	Amostra 2	27 (3,30)	18 (10,60)
			24 (9,60)
	Amostra 3	40 (3,70)	11 (7,50)
			18 (6,80)
20º Ciclo	Amostra 1	46 (4,10)	37 (9,40)
			50 (5,70)
	Amostra 2	37 (3,30)	25 (10,60)
			34 (9,60)
	Amostra 3	62 (3,7)	22 (7,50)
			22 (6,80)
			59 (9,40)

Anexo F

(Análise de Variância (ANOVA))

Tabela anexo F 1: Parâmetros estatísticos utilizados na comparação dos resultados obtidos pelo ensaio de massa específica.

Ensaio de Massa Específica				
Característica	GL _T	GL _R	F _C	F _T
Massa específica (EA)	3	8	124,00	4,07
Massa específica (Q600-EA)	3	8	38,97	4,07
Porosidade (EA)	3	8	29,05	4,07
Porosidade (Q600-EA)	3	8	16,20	4,07

Tabela anexo F 2: Comparação das médias utilizando o teste de Tukey (massa específica).

Massa específica (EA)			
Misturas	Médias	Diferença entre as médias	Estatisticamente diferente
CR0	2,28	-	-
CR0,60	2,32	0,04	sim
CR1,20	2,34	0,06	sim
CR1,80	2,36	0,08	sim
Massa específica (Q600-EA)			
CR0	2,21	-	-
CR0,62	2,22	0,01	não
CR1,20	2,26	0,05	sim
CR1,80	2,29	0,08	sim

Tabela anexo F 3: Comparação das médias utilizando o teste de Tukey (porosidade aparente).

Porosidade (EA)			
Misturas	Médias	Diferença entre as médias	Estatisticamente diferente
CR0	18,93	-	-
CR0,60	17,58	-1,35	sim
CR1,20	15,85	-3,08	sim
CR1,80	18,06	-0,87	não
Porosidade (Q600-EA)			
CR0	24,21	-	-
CR0,60	24,69	0,48	não
CR1,20	25,29	1,08	sim
CR1,80	24,73	0,52	sim

Tabela anexo F 4: Parâmetros estatísticos utilizados na comparação dos resultados obtidos pelo ensaio de compressão axial na situação EA.

Ensaio de Resistência a Compressão (EA)				
Característica	GL _T	GL _R	F _C	F _T
Resistência a compressão	3	8	35,56	4,07
Deformação na tensão de pico	3	8	15,76	4,07
Módulo de elasticidade	3	8	12,48	4,07

Tabela anexo F 5: Parâmetros estatísticos utilizados na comparação dos resultados obtidos pelo ensaio de compressão axial na situação Q600-EA.

Ensaio de Resistência a Compressão (Q600-EA)				
Característica	GL _T	GL _R	F _C	F _T
Resistência a compressão	3	8	28,84	4,07
Deformação na tensão de pico	3	8	13,98	4,07
Módulo de elasticidade	3	8	3,49	4,07

Tabela anexo F 6: Parâmetros estatísticos utilizados na comparação dos resultados obtidos pelo ensaio de compressão axial na situação E110.

Ensaio de Resistência a Compressão (E110)				
Característica	GL _T	GL _R	F _C	F _T
Resistência a compressão	3	8	28,84	4,07

Tabela anexo F 7: Parâmetros estatísticos utilizados na comparação dos resultados obtidos pelo ensaio de compressão axial na situação E600.

Ensaio de Resistência a Compressão (E600)				
Característica	GL _T	GL _R	F _C	F _T
Resistência a compressão	3	8	10,51	4,07

Tabela anexo F 8: Comparação das médias utilizando o teste de Tukey (resistência a compressão – situação EA).

Resistência a Compressão (EA)			
Concretos	Médias	Diferença entre as médias	Estatisticamente diferente
CR0	51,03	-	-
CR0,60	55,36	4,33	sim
CR1,20	62,38	11,35	sim
CR1,80	60,97	9,94	sim
Deformação de pico			
CR0	3378,81	-	-
CR0,60	3518,65	139,84	não
CR1,20	3245,42	-133,39	não
CR1,80	3807,55	428,74	sim
Módulo de elasticidade			
CR0	26,55	-	-
CR0,60	26,78	0,23	não
CR1,20	29,67	3,12	sim
CR1,80	29,83	3,28	sim

Tabela anexo F 9: Comparação das médias utilizando o teste de Tukey (resistência a compressão – situação Q600-EA).

Resistência a Compressão (Q600-EA)			
Concretos	Médias	Diferença entre as médias	Estatisticamente diferente
CR0	32,96	-	-
CR0,60	37,73	4,77	sim
CR1,20	39,57	6,61	sim
CR1,80	41,03	8,07	sim
Deformação de pico			
CR0	6696,36	-	-
CR0,60	5972,35	-72401	não
CR1,20	6714,93	18,57	não
CR1,80	7773,29	1076,93	sim
Módulo de elasticidade			
CR0	9,48	-	-
CR0,60	10,67	1,19	não
CR1,20	9,79	0,31	não
CR1,80	9,64	0,16	não

Tabela anexo F 10: Comparação das médias utilizando o teste de Tukey (resistência a compressão – situação E110).

Resistência a Compressão (E110)			
Concretos	Médias	Diferença entre as médias	Estatisticamente diferente
CR0	55,41	-	-
CR0,60	56,07	0,66	não
CR1,20	62,25	6,84	sim
CR1,80	59,11	3,7	não

Tabela anexo F 11: Comparação das médias utilizando o teste de Tukey (resistência a compressão – situação E600).

Resistência a Compressão (E600)			
Concretos	Médias	Diferença entre as médias	Estatisticamente diferente
CR0	44,51	-	-
CR0,60	45,84	1,33	não
CR1,20	44,92	0,41	não
CR1,80	51,99	7,48	sim

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)