

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Comportamento em altas temperaturas e na reidratação de
concretos convencional e com cinza de casca de arroz**

Jacinto Manuel Antunes de Almeida

Porto Alegre
2017

JACINTO MANUEL ANTUNES DE ALMEIDA

**COMPORTAMENTO EM ALTAS TEMPERATURAS E NA
REIDRATAÇÃO DE CONCRETOS CONVENCIONAL E COM
CINZA DE CASCA DE ARROZ**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em
Engenharia

Porto Alegre
2017

CIP - Catalogação na Publicação

Almeida, Jacinto Manuel Antunes de
Comportamento em altas temperaturas e na
reidratação de concretos convencional e com cinza de
casca de arroz / Jacinto Manuel Antunes de Almeida. -
- 2017.
340 f.

Orientador: Luiz Carlos Pinto da Silva Filho.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio
Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS,
2017.

1. altas temperaturas . 2. reidratação. 3.
concretos com cinza de casca de arroz. 4.
resistência residual. 5. velocidade de pulso
ultrassônico. I. Silva Filho, Luiz Carlos Pinto da,
orient. II. Título.

JACINTO MANUEL ANTUNES DE ALMEIDA

**COMPORTAMENTO EM ALTAS TEMPERATURAS E NA
REIDRATAÇÃO DE CONCRETOS CONVENCIONAL E COM
CINZA DE CASCA DE ARROZ**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Área de Construção, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 29 de maio de 2017

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Ph.D. pela University of Leeds, Reino Unido
Orientador

Prof. Luiz Antônio Bressani
Coordenador-Substituto do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dra. Denise Carpena Coitinho Dal Molin (UFRGS)
Dr. pela Universidade de São Paulo

Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Junior (UNICAMP)
Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof. Dr. Rogerio Cattelan Antochaves de Lima (UFSM)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Dra. Larissa Degliuomini Kirchoff (UFSM)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Campinas, 29 de maio de 2017.

Prof. Doutor Armando Lopes Moreno Junior
Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP - SP

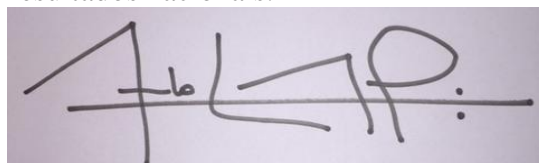
PARECER REFERENTE À TESE DE DOUTORADO INTITULADA “Comportamento em altas temperaturas e na reidratação de concretos convencional e com cinza de casca de arroz”, defendida por Jacinto Manuel Antunes de Almeida no auditório do Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais da Escola de Engenharia da Universidade do Rio Grande do Sul.

Este Parecer escrito é complemento da minha participação enquanto membro examinador da tese de doutorado de Jacinto Manuel Antunes de Almeida. Assim, com base no trabalho escrito, apresento as seguintes considerações:

O trabalho desenvolvido teve como principal objetivo a avaliação, em laboratório, de concretos convencionais e concretos especiais com cinza de casca de arroz sob temperaturas elevadas e na reidratação. O tema é relevante e carente de resultados nacionais e internacionais. Pouco se conhece no Brasil sobre o comportamento de misturas de concretos, executadas com materiais de uso corrente em nosso País, sob elevadas temperaturas. No que diz respeito ao comportamento de concretos nacionais com adição de casca de arroz sob elevadas temperaturas, e na reidratação, o ineditismo do trabalho se faz presente. O trabalho foi bem conduzido, foi escrito com precisão ortográfica e gramatical necessária e teve uma revisão bibliográfica ampla e objetiva. A metodologia empregada foi adequada, com caracterização dos materiais envolvidos, seleção de métodos de ensaio e equipamentos coerentes e com foco nos resultados pretendidos. Os parâmetros de análise foram selecionados com critério e os resultados obtidos avaliados à luz de resultados resgatados da literatura técnica nacional e internacional. Resultados inéditos foram obtidos e sempre analisados com a devida precisão técnica/científica necessária a uma pesquisa de doutorado. As conclusões obtidas, certamente, serão de grande valia ao meio técnico/científico nacional e internacional.

Vale observar que fiz parte do exame de qualificação do candidato e praticamente todas as sugestões de incremento/modificação proferidas na ocasião foram incorporadas ao trabalho final aqui avaliado.

Por fim, considero o candidato APROVADO, atribuo o conceito “A” para o trabalho, e cumprimento candidato e orientador por mais um excelente trabalho nesta linha de pesquisa tão carente de resultados nacionais.



Prof. Doutor Armando Lopes Moreno Júnior
FEC, UNICAMP

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Professor Luiz Carlos Pinto da Silva Filho, por me receber como seu orientando, pela orientação, amizade, dedicação e conhecimentos transmitidos.

Ao PPGEC/UFRGS pela aceitação no doutorado. À secretaria do PPGEC/UFRGS, Ana Luiza de Oliveira, Carmen Rodrigues e Liliani Gaeverson, pela amizade, apoio institucional e auxílio na tramitação dos processos.

À CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior) e ao CNPQ (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) pela bolsa de estudos que possibilitou a dedicação exclusiva ao desenvolvimento da pesquisa.

À equipe de professores, técnicos, pesquisadores, alunos e funcionários do Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LEME/UFRGS), pela fraternidade e auxílio no planejamento e realização dos ensaios. Ao Professor João Luiz Campagnolo, pela confiança e valiosa amizade. Ao Professor Dario Lauro Klein, pela amizade e preciosos ensinamentos. Ao Professor Jean Marie Désir pela amizade e conhecimento. Ao Eurípedes Fontes e Edgar Lucas, pela imprescindível técnica e apoio laboratorial. Ao Bruno Silva, à Christa Korzenowski e ao Sergio Gavilán, pela amizade e parceria durante a pesquisa. À Ângela Graeff e à Luciane Caetano, pela experiência e apoio. A Alexandre Lorenzi, Luciani Lorenzi e Lucas Reginato por todo o apoio. A Victor Dal Bosco, Suriane Silva, Rafaela de Andrade, Michael Parisotto e Ângelo Pessutto. A Letícia Moré, José Orvander dos Santos, Daiana Mattos, Eloir Santanna, Fabiana Lima, Andresa Lopes e a todos os que direta ou indiretamente contribuíram para esta pesquisa.

Aos membros da banca, Professora Denise Dal Molin, Professora Larissa Kirchhoff, Professor Armando Moreno Junior e Professor Rogério Lima, pelo apoio e contribuições fundamentais para o desenvolvimento e conclusão da tese.

À equipe do Laboratório de Materiais Cerâmicos da UFRGS (LACER) pelas análises de caracterização dos materiais. Em especial, ao Professor Carlos Bergmann e à Doutora Márcia Machado por todo o apoio laboratorial.

À equipe da Central Analítica do Departamento de Engenharia Química da UFRGS (DEQUI) pelas análises térmicas. Em especial, aos técnicos laboratoriais Bruna dos Santos, Caroline de Almeida Soares, Eduardo Fontoura Birnfeld e Tatiana Calvete.

Ao Prof. João Ricardo Masuero pelo auxílio na análise estatística. À Fernanda Lamego Guerra, Caroline Giordani e restante equipe do Núcleo Orientado para a Inovação da Edificação da UFRGS (NORIE) por todo o apoio.

À Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC) pelo fornecimento da cinza de casca de arroz parcialmente cristalina. Ao Felipe Basquiroto pela parceria e apoio nos ensaios preliminares.

Ao Professor João Paulo Rodrigues e equipe do Laboratório de Construções, Estruturas e Mecânica Estrutural do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra (DEC/UC) pelo apoio e parceria no estudo das estruturas de concreto armado em altas temperaturas durante a pesquisa.

À Maria, Vera e Frederico por todo o auxílio.

À minha esposa, Julia, e aos meus filhos, Francisco e Laura, pelo amor incondicional e apoio incansável ao longo de todo o percurso.

Aos meus pais, Manuel e Júlia, por me ajudarem a chegar até aqui.

A persistência é o caminho do êxito.

Charles Chaplin

RESUMO

ALMEIDA, J.M.A Comportamento em altas temperaturas e na reidratação de concretos convencional e com cinza de casca de arroz. 2017. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O refinamento dos poros, associado à reação pozolânica e ao efeito filler, reduz a permeabilidade do concreto com cinza de casca de arroz (CCA), o que pode antecipar a sua degradação em altas temperaturas. A literatura mostra que o concreto reidratado em água pode recuperar substancialmente a sua resistência inicial, porém, os estudos sobre a reidratação ao ar e sobre a influência do modo de resfriamento na reidratação são escassos. A pesquisa desenvolvida teve como principal objetivo avançar na análise experimental de concretos convencional e com CCA em altas temperaturas e na reidratação. Na etapa exploratória se avaliou a influência da temperatura de exposição, da adição mineral, do ambiente de acondicionamento, da taxa de aquecimento e do tempo de exposição na resistência à compressão e módulo de elasticidade. Na etapa principal se avaliou a influência do modo de resfriamento, da adição e da idade de reidratação na resistência residual. Complementarmente se utilizou o ensaio de velocidade de pulso ultrassônico (VPU) para avaliar o grau de microfissuração e correlacionar a VPU com as propriedades mecânicas residuais. Na etapa exploratória concluiu-se que a adição, a temperatura, a taxa de aquecimento e o tempo de exposição influenciaram significativamente os resultados. O concreto com CCA cristalina apresentou pior desempenho em altas temperaturas. O concreto com CCA amorfa apresentou desempenho ligeiramente inferior ao concreto convencional em 200°C, devido ao efeito da poro-pressão. No entanto, ambas as CCA podem ser alternativas viáveis considerando sustentabilidade. Na etapa principal, o resfriamento brusco com água provocou maior redução na resistência devido aos gradientes térmicos, porém, permitiu maior recuperação logo nos primeiros sete dias de reidratação. Apesar da recuperação parcial, a resistência ao fim de 154 dias foi inferior a 40% do valor inicial. Nas análises térmicas e de DRX foi possível observar nos concretos resfriados com água a recristalização dos aluminatos de cálcio, do C-S-H e da portlandita, em maior grau no concreto convencional. Foi possível observar correlações fortes entre as variáveis de resposta na etapa exploratória, porém, o mesmo não ocorreu na etapa principal, devido à fissuração e presença de água nos poros.

Palavras-chave: altas temperaturas, reidratação, concretos com cinza de casca de arroz, resistência residual, velocidade de pulso ultrassônico.

ABSTRACT

ALMEIDA, J.M.A Comportamento em altas temperaturas e na reidratação de concretos convencional e com cinza de casca de arroz. 2017. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The pore refinement, associated with the pozzolanic reaction and the filler effect, reduces the permeability of blended concrete with rice husk ash (RHA), which can anticipate its degradation at high temperatures. The literature shows that concrete rehydrated with water can recover substantially its initial strength, but studies on rehydration in air and on the influence of the cooling method on rehydration are scarce. The main objective of this research was to evaluate the performance at high temperatures and in rehydration of conventional and blended concretes with RHA. In the exploratory stage, the influence of exposure temperature, mineral admixture, conditioning environment, heating rate and exposure time on residual strength and modulus of elasticity of heated concrete was evaluated. In the main stage, the influence of cooling method, mineral admixture and time of rehydration in an unsaturated environment on residual strength of concrete was evaluated. The ultrasonic pulse velocity test (UPV) was used to evaluate the degree of micro cracking of concrete and to correlate the UPV with residual strength and modulus. In the exploratory stage it was concluded that mineral admixture, temperature, heating rate and time of exposure significantly influenced the results. In general, concrete with partially crystalline RHA presented the worst performance at high temperatures. Concrete with amorphous RHA presented worse performance than conventional concrete only at 200°C, due to the pore-pressure effect. Despite these results, RHA can be a viable option considering sustainability and high temperatures performance. In the main stage, the rapid cooling with water caused a greater reduction in strength, due to thermal gradients, however, caused a greater strength recovery in the first seven days of rehydration. Despite this partial recovery, the final strength of both concretes after 154 days of rehydration was less than 40% of the initial value. In water-cooled concretes thermal and XRD analyzes show recrystallization of the calcium aluminates, C-S-H and portlandite, to a greater degree in conventional concrete. In the exploratory stage it was possible to observe strong correlations between the independent variables; however, the same did not occur in the main stage, due to cracking and to the presence of water in the pores.

Keywords: high temperatures, rehydration, concretes with rice husk ash, residual strength, ultrasonic pulse velocity.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO	1
1.2 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	4
1.3 HIPÓTESES DA PESQUISA	6
1.4 OBJETIVOS DA PESQUISA	7
1.5 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	8
1.6 ESTRUTURA DA PESQUISA	9
2 O CONCRETO NA TEMPERATURA AMBIENTE	10
2.1 MICROESTRUTURA DO CONCRETO CONVENCIONAL DE CIMENTO PORTLAND.....	10
2.1.1 O clínquer de cimento Portland	11
2.1.2 Hidratação do cimento Portland.....	12
2.1.2.1 Hidratação dos aluminatos.....	13
2.1.2.2 Hidratação dos silicatos cálcicos.....	14
2.1.3 Estrutura de poros.....	16
2.1.4 A água na pasta hidratada de cimento Portland.....	17
2.2 PROPRIEDADES DO CONCRETO NO ESTADO ENDURECIDO NA TEMPERATURA AMBIENTE	18
2.2.1 Resistência Mecânica	18
2.2.2 Módulo estático de elasticidade	20
2.2.3 Durabilidade	21
2.3 A CINZA DE CASCA DE ARROZ COMO ADIÇÃO MINERAL... 22	
2.3.1 Reações químicas e físicas em pastas cimentícias com CCA	22

2.3.2	Efeito da adição mineral de CCA na resistência mecânica e na durabilidade do concreto	26
3	O EFEITO DAS ALTAS TEMPERATURAS E DA REIDRATAÇÃO NO CONCRETO	31
3.1	ALTERAÇÕES FÍSICO-QUÍMICAS NO CONCRETO EM ALTAS TEMPERATURAS	31
3.2	PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO EM ALTAS TEMPERATURAS	36
3.2.1	Resistência à compressão simples.....	36
3.2.2	Módulo estático de elasticidade	46
3.3	INFLUÊNCIA DAS ADIÇÕES MINERAIS NO CONCRETO EM ALTAS TEMPERATURAS.....	51
3.4	INFLUÊNCIA DO MODO DE RESFRIAMENTO	56
3.5	INFLUÊNCIA DA REIDRATAÇÃO NA REGENERAÇÃO DO CONCRETO APÓS ALTAS TEMPERATURAS.....	61
3.6	AVALIAÇÃO DA DEGRADAÇÃO DO CONCRETO ATRAVÉS DO ENSAIO DE VELOCIDADE DE PULSO ULTRASSÔNICO.....	71
4	MATERIAIS E MÉTODOS	74
4.1	PROGRAMA EXPERIMENTAL	74
4.1.1	Etapa exploratória.....	76
4.1.2	Etapa principal	80
4.2	MÉTODOS	82
4.2.1	Metodologia de ensaio.....	83
4.2.2	Caracterização dos materiais	83
4.2.2.1	Massa específica.....	83
4.2.2.2	Granulometria a laser	83
4.2.2.3	Perda ao fogo	84
4.2.2.4	Índice de atividade pozolânica.....	84

4.2.2.5	Composição química	84
4.2.3	Produção dos concretos e pastas	85
4.2.4	Moldagem e cura dos corpos de prova.....	85
4.2.5	Acondicionamento dos corpos de prova	85
4.2.6	Exposição às altas temperaturas.....	87
4.2.7	Resfriamento e reidratação	89
4.2.7.1	Resfriamento dos corpos de prova	89
4.2.7.2	Reidratação dos corpos de prova.....	90
4.2.8	Variação de massa	90
4.2.9	Velocidade de propagação de pulso ultrassônico (VPU).....	91
4.2.10	Resistência à compressão simples.....	92
4.2.11	Módulo estático de elasticidade	93
4.2.12	Difratometria de raios X (DRX)	94
4.2.13	Análises térmicas de TG, DTG e DTA	95
4.2.14	Microscopia eletrônica de varredura (MEV).....	96
4.2.15	Absorção de água e índice de vazios.....	97
4.2.16	Tratamento de dados e análise estatística de resultados	97
4.3	DOSAGEM DOS CONCRETOS	98
4.4	MATERIAIS	98
5	RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	104
5.1	RESULTADOS NA TEMPERATURA AMBIENTE.....	104
5.2	RESULTADOS OBTIDOS NA ETAPA EXPLORATÓRIA	106
5.2.1	Fase A: Influência da adição mineral.....	106
5.2.1.1	Fase A: Influência da adição mineral na resistência residual	106
5.2.1.2	Fase A: Influência da adição mineral no módulo residual	111

5.2.1.3	Fase A: Influência da adição mineral na massa residual.....	116
5.2.1.4	Fase A: Influência da adição mineral na VPU residual.....	119
5.2.2	Fase B: Influência do ambiente de acondicionamento	123
5.2.2.1	Fase B: Influência do ambiente de acondicionamento na resistência residual	123
5.2.2.2	Fase B: Influência do ambiente de acondicionamento no módulo residual	128
5.2.2.3	Fase B: Influência do ambiente de acondicionamento na massa residual.....	132
5.2.2.4	Fase B: Influência do ambiente de acondicionamento na VPU residual.....	135
5.2.3	Fase C: Influência da taxa de aquecimento	139
5.2.3.1	Fase C: Influência da taxa de aquecimento na resistência residual	139
5.2.3.2	Fase C: Influência da taxa de aquecimento no módulo residual.....	142
5.2.3.3	Fase C: Influência da taxa de aquecimento na massa residual	143
5.2.3.4	Fase C: Influência da taxa de aquecimento na VPU residual	145
5.2.4	Fase D: Influência do tempo de exposição.....	147
5.2.4.1	Fase D: Influência do tempo de exposição na resistência residual	147
5.2.4.2	Fase D: Influência do tempo de exposição no módulo residual	155
5.2.4.3	Fase D: Influência do tempo de exposição na massa residual	160
5.2.4.4	Fase D: Influência do tempo de exposição na VPU residual.....	164
5.2.5	Comparação com os resultados de outros pesquisadores.....	168
5.2.6	Influência da temperatura na porosidade total.....	170
5.2.7	Correlação entre variáveis de resposta	171
5.2.7.1	Correlação entre porosidade, resistência e módulo de elasticidade	172
5.2.7.2	Correlação entre perda de massa e resistência à compressão	172
5.2.7.3	Correlação entre VPU e resistência à compressão	173
5.2.7.4	Correlação entre resistência à compressão e módulo de elasticidade	174
5.2.7.5	Correlação entre massa e módulo de elasticidade.....	175
5.2.7.6	Correlação entre VPU e módulo de elasticidade	176

5.2.8	Análise de regressão múltipla	177
5.2.8.1	Resistência à compressão	177
5.2.8.2	Módulo de elasticidade	180
5.2.9	Análise visual da fissuração superficial e mudança de cor	182
5.3	RESULTADOS OBTIDOS NA ETAPA PRINCIPAL	186
5.3.1	Fase E: Influência do modo de resfriamento	186
5.3.1.1	Fase E: Influência do modo de resfriamento na resistência residual	186
5.3.1.2	Fase E: Influência do modo de resfriamento na massa residual	189
5.3.1.3	Fase E: Influência do modo de resfriamento na VPU residual	191
5.3.2	Fase F: Influência da idade de reidratação	194
5.3.2.1	Fase F: Influência da idade de reidratação na resistência residual.....	194
5.3.2.2	Fase F: Influência da idade de reidratação na massa residual	202
5.3.2.3	Fase F: Influência da idade de reidratação na VPU residual	207
5.3.3	Comparação com os resultados de outros pesquisadores.....	212
5.3.4	Correlação entre variáveis de resposta	214
5.3.4.1	Correlação entre resistência à compressão e massa	214
5.3.4.2	Correlação entre resistência à compressão e VPU	215
5.3.4.3	Correlação entre massa e VPU	216
5.3.5	Análise visual da fissuração superficial	218
5.4	DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURAS NOS CONCRETOS.....	221
5.5	MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV).....	225
5.5.1	Influência das altas temperaturas na microestrutura das pastas cimentícias	226
5.5.2	Influência das altas temperaturas na microestrutura dos concretos...	229
5.5.2.1	Influência das altas temperaturas no concreto convencional.....	229
5.5.2.2	Influência das altas temperaturas no concreto especial com substituição de cinza de casca de arroz amorfa.....	230

5.5.3	Influência da reidratação na microestrutura dos concretos	231
5.5.3.1	Influência da reidratação no concreto convencional	231
5.5.3.2	Influência da reidratação no concreto com substituição de cinza de casca de arroz amorfa	237
5.6	DIFRATOMETRIA DE RAIOS X (DRX)	241
5.6.1	Análise de DRX nas pastas após altas temperaturas.....	242
5.6.2	Análise de DRX dos concretos no ambiente exterior	244
5.6.3	Análise de DRX no concreto convencional após altas temperaturas e após reidratação.....	247
5.6.3.1	Influência das altas temperaturas no concreto convencional.....	247
5.6.3.2	Influência da idade de reidratação no concreto convencional	249
5.6.4	Análise de DRX no concreto com substituição de cinza de casca de arroz amorfa após altas temperaturas e após reidratação.....	252
5.6.4.1	Influência das altas temperaturas no concreto com substituição de cinza de casca de arroz amorfa	252
5.6.4.2	Influência da idade de reidratação no concreto com substituição de cinza de casca de arroz amorfa	254
5.7	ANÁLISES TÉRMICAS (TG, DTG E DTA).....	258
5.7.1	Análises térmicas no concreto convencional.....	259
5.7.2	Análises térmicas no concreto com substituição de cinza de casca de arroz amorfa	263
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	269
6.1	CONCLUSÕES.....	269
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	275
7	REFERÊNCIAS	277

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Representação da microestrutura da zona de transição entre agregado e pasta (MEHTA e MONTEIRO, 2014).....	13
Figura 2.2 – MEV de etringita e monossulfato hidratado (MEHTA e MONTEIRO, 2014).....	14
Figura 2.3 – MEV ambiental da hidratação da pasta de cimento Portland (a) 15 horas (b) 7 dias (c) 56 dias (d) 360 (e) 360 dias e (f) 600 dias (STARK e WICHT, 2000 apud THOMAZ, 2014)	15
Figura 2.4 – MEV e EDS de concreto com CCA (DUART, 2008).....	24
Figura 2.5 – DTG de pastas cimentícias (a) cimento Portland (b) pasta com 30% de substituição de CCA (CIZER et al., 2006)	25
Figura 2.6 – Resistência à compressão de concretos com diferentes relações a/agl e diferentes teores de substituição de CCA parcialmente cristalina e CCA amorfa (a) 10% (b) 20% (SENSALE, 2006).....	27
Figura 3.1 – Evolução do volume de poros acumulado com o aumento da temperatura em pasta de cimento Portland com relação a/agl igual a 0,6 (HAGER, 2013)	35
Figura 3.2 – Resistência residual à compressão em função da temperatura, para diferentes concretos e diferentes condições de ensaio (SILVA et al. 2010 apud SANTOS, 2012).....	37
Figura 3.3 – Resistência à compressão em função da temperatura, para concretos com diferentes compacidades (LIMA, 2005).....	40
Figura 3.4 – Coeficientes de redução da resistência do concreto em função da temperatura propostos por diversas publicações (COSTA, 2008)	43
Figura 3.5 – Resistência à compressão do concreto com agregado silicoso, para diferentes condições de ensaio (ACI 216.1, 2014).....	44
Figura 3.6 – Evolução da resistência com o aumento da temperatura (a) concreto convencional (CC) (b) concreto de alta resistência (CAR) (KODUR, 2014)	45
Figura 3.7 – Alteração na resistência e na coloração do concreto, devidas ao aumento da temperatura de exposição (CÁNOVAS, 1988).....	46
Figura 3.8 – Relação tensão-deformação do concreto de resistência normal em função do aumento da temperatura de acordo com o EC2 (COSTA, 2008).....	46
Figura 3.9 – Evolução do módulo de elasticidade do concreto de baixa compacidade e alta compacidade, devidas ao aumento da temperatura de exposição (LIMA, 2005)	48
Figura 3.10 – Influência da interação entre temperatura de exposição e adição mineral e tipo de agregado graúdo no módulo residual de elasticidade (LIMA, 2005)	48

Figura 3.11 – Influência da temperatura de exposição e do tipo de concreto no módulo residual de elasticidade (Furumura 1995 apud SANTOS, 2012).....	49
Figura 3.12 – Influência da temperatura de exposição e do tipo de agregado graúdo no módulo residual de elasticidade (ACI 216.1, 2014).....	50
Figura 3.13 – Influência da temperatura de exposição no módulo residual de elasticidade dos concretos convencional (CC) e de alta resistência (CAR) (KODUR, 2014).....	50
Figura 3.14 – Influência da interação entre temperatura de exposição, adição mineral e tipo de agregado graúdo na resistência residual do concreto (LIMA, 2005)	54
Figura 3.15 – Influência da temperatura de exposição e do modo de resfriamento na resistência residual em concretos convencional (CC) e de alto desempenho (CAD) (XIAO e KÖNIG, 2004).....	57
Figura 3.16 – Influência da temperatura de exposição e do modo de resfriamento na distribuição dimensional dos poros em concretos convencional (CC) e de alto desempenho (CAD) (LUO et al., 2000).....	58
Figura 3.17 – Influência da temperatura de exposição e do modo de resfriamento na resistência residual e módulo residual do concreto convencional (SOUZA e MORENO JUNIOR, 2003 e 2010).....	59
Figura 3.18 – Influência da temperatura e do modo de resfriamento na resistência residual em concretos com agregado calcário (BC) e agregado granítico (BG) sob carga de $0,3f_{cd}$ (SANTOS, 2012).....	60
Figura 3.19 – Influência da temperatura e do modo de resfriamento no módulo residual em concretos com agregado calcário (BC) e agregado granítico (BG) (SANTOS, 2012)	60
Figura 3.20 – Influência da temperatura de exposição, idade de reidratação e modo de reidratação na resistência residual e no módulo residual (em %) do concreto convencional (SOUZA e MORENO JÚNIOR, 2003).....	63
Figura 3.21 – Influência da temperatura de exposição, idade de reidratação e modo de reidratação na resistência residual do concreto convencional (CC) e do concreto autoadensável (CAA) (ANNEREL e TAERWE, 2008).....	64
Figura 3.22 – Influência da temperatura de exposição, idade de reidratação e modo de reidratação na resistência residual em concretos convencional (CC) e de alta resistência (CAR), com e sem adição mineral de cinza volante (CV) (POON et al., 2001)	66
Figura 3.23 – Efeito da reidratação do concreto após 800°C com cura em água (a) após o aquecimento (b) após 7 dias de reidratação (c) após 28 dias de reidratação (POON et al., 2001).....	67
Figura 3.24 – Efeito da temperatura de exposição, modo de resfriamento e idade de reidratação ao ar na resistência residual do concreto impermeabilizado (com I) e não impermeabilizado (sem I) após o resfriamento (LI e LI, 2010).....	69
Figura 4.1 – Diagrama-resumo do programa experimental	75

Figura 4.2 – Diagrama-resumo da metodologia de ensaio.....	83
Figura 4.3 – Acondicionamento dos corpos de prova no ambiente exterior.....	86
Figura 4.4 – Aquecimento dos corpos de prova de concreto	87
Figura 4.5 – Instrumentação dos corpos de prova com termopares tipo k.....	89
Figura 4.6 – Resfriamento (a) lento dentro do forno (b) resfriamento brusco com imersão em água durante 2 horas.....	90
Figura 4.7 – Reidratação dos corpos de prova em câmara climatizada	90
Figura 4.8 – Pesagem dos corpos de prova (a) concreto (b) pasta	91
Figura 4.9 – Ensaio de VPU	92
Figura 4.10 – Ensaio de módulo estático de elasticidade.....	94
Figura 4.11 – Ensaio de DRX.....	95
Figura 4.12 – Ensaio de DTG.....	95
Figura 4.13 – Ensaio (a) MEV (b) EDS	96
Figura 4.14 – Distribuição granulométrica dos aglomerantes.....	101
Figura 4.15 – Análise de DRX para as cinzas de casca de arroz (a) CCA1 (b) CCA2	102
Figura 5.1 – Evolução das propriedades mecânicas dos concretos durante o acondicionamento padrão (a) resistência à compressão (b) módulo estático de elasticidade.....	104
Figura 5.2 – Propriedades dos concretos antes dos ensaios de altas temperaturas (a) índice de vazios (b) teor de umidade	105
Figura 5.3 – Influência na resistência residual (a) temperatura de exposição (b) tipo de concreto (c) interação temperatura x tipo de concreto	108
Figura 5.4 – Comparação de médias através do teste de Tukey para a resistência residual (a) temperatura de exposição (b) tipo de concreto (c) interação temperatura x tipo de concreto	109
Figura 5.5 – Influência no módulo estático residual de elasticidade (a) temperatura de exposição (b) tipo de concreto (c) interação temperatura x tipo de concreto	113
Figura 5.6 – Comparação de médias através do teste de Tukey para o módulo residual (a) temperatura de exposição (b) tipo de concreto (c) interação temperatura x tipo de concreto	114
Figura 5.7 – Influência na massa residual (a) temperatura de exposição (b) tipo de concreto (c) interação temperatura x tipo de concreto.....	117

Figura 5.8 – Comparação de médias através do teste de Tukey para a massa residual (a) temperatura de exposição (b) tipo de concreto (c) interação temperatura x tipo de concreto	118
Figura 5.9 – Influência na VPU residual (a) temperatura de exposição (b) tipo de concreto (c) interação temperatura x tipo de concreto	121
Figura 5.10 – Comparação de médias através do teste de Tukey para a VPU residual (a) temperatura de exposição (b) tipo de concreto (c) interação temperatura x tipo de concreto	122
Figura 5.11 – Influência na resistência residual (a) temperatura de exposição (b) ambiente de acondicionamento (c) interação temperatura x ambiente (d) interação temperatura x tipo de concreto x ambiente	127
Figura 5.12 – Comparação de médias através do teste de Tukey para a resistência residual considerando a interação temperatura x tipo de concreto x ambiente de acondicionamento	128
Figura 5.13 – Influência no módulo residual (a) temperatura de exposição (b) ambiente de acondicionamento (c) interação temperatura x ambiente (d) interação temperatura x tipo de concreto x ambiente	131
Figura 5.14 – Comparação de médias através do teste de Tukey para o módulo residual considerando a interação temperatura x tipo de concreto x ambiente de acondicionamento	132
Figura 5.15 – Influência da interação temperatura x tipo de concreto x ambiente na massa residual	134
Figura 5.16 – Comparação de médias através do teste de Tukey para a massa residual considerando a interação temperatura x tipo de concreto x ambiente de acondicionamento	135
Figura 5.17 – Influência na VPU residual (a) temperatura de exposição (b) ambiente de acondicionamento (c) interação temperatura x ambiente (d) interação temperatura x tipo de concreto x ambiente	138
Figura 5.18 – Comparação de médias através do teste de Tukey para a VPU residual considerando a interação temperatura x tipo de concreto x ambiente de acondicionamento	139
Figura 5.19 – (a) Influência da taxa de aquecimento na resistência residual dos concretos (b) comparação de médias através do teste de Tukey para a resistência residual considerando a interação tipo de concreto x taxa de aquecimento	141
Figura 5.20 – (a) Influência da interação tipo de concreto x taxa de aquecimento no módulo residual (b) comparação de médias	143
Figura 5.21 – (a) Influência da taxa de aquecimento na massa residual dos concretos (b) comparação de médias através do teste de Tukey para a massa residual considerando a interação tipo de concreto x taxa de aquecimento	145

Figura 5.22 – (a) Influência da taxa de aquecimento na VPU residual dos concretos (b) comparação de médias através do teste de Tukey para a VPU residual considerando a interação tipo de concreto x taxa de aquecimento	147
Figura 5.23 – Influência na resistência residual (a) temperatura de exposição (b) tempo de exposição (c) interação temperatura x tempo (d) interação temperatura x tipo de concreto (e) interação temperatura x tipo de concreto x tempo	150
Figura 5.24 – Comparação de médias através do teste de Tukey para a resistência residual (a) interação temperatura x tipo de concreto (b) interação tempo x tipo de concreto (c) interação temperatura x tipo de concreto x tempo	151
Figura 5.25 – Comparação entre resistências residuais experimentais e valores teóricos propostos pelas normas de projeto de estruturas em situação de incêndio (NBR 15200, EC2 e ACI 216.1).....	152
Figura 5.26 – Influência no módulo residual (a) temperatura de exposição (b) tempo de exposição (c) interação temperatura x tempo (d) interação temperatura x tipo de concreto (e) interação temperatura x tipo de concreto x tempo	157
Figura 5.27 – Comparação de médias através do teste de Tukey para o módulo residual considerando a interação temperatura x tipo de concreto x tempo	158
Figura 5.28 – Comparação entre módulos residuais experimentais e valores teóricos propostos pelo ACI 216.1	159
Figura 5.29 – Influência na massa residual (a) temperatura de exposição (b) tempo de exposição (c) interação temperatura x tempo (d) interação temperatura x tipo de concreto (e) interação temperatura x tipo de concreto x tempo	162
Figura 5.30 – Comparação de médias através do teste de Tukey para a massa residual considerando a interação temperatura x tipo de concreto x tempo	163
Figura 5.31 – Influência na VPU residual (a) temperatura de exposição (b) tempo de exposição (c) interação temperatura x tempo (d) interação temperatura x tipo de concreto (e) interação temperatura x tipo de concreto x tempo	166
Figura 5.32 – Comparação de médias através do teste de Tukey para a VPU residual considerando a interação temperatura x tipo de concreto x tempo	167
Figura 5.33 – Comparação de resultados com outros pesquisadores, para a resistência à compressão na etapa exploratória	169
Figura 5.34 – Comparação de resultados com outros pesquisadores, para o módulo de elasticidade na etapa exploratória	169
Figura 5.35 – Evolução do índice de vazios com o aumento da temperatura de exposição ..	170
Figura 5.36 – Correlação entre (a) índice de vazios e resistência à compressão (b) índice de vazios e módulo estático de elasticidade	172
Figura 5.37 – Correlação entre a massa e a resistência à compressão na etapa exploratória.	173

Figura 5.38 – Correlação entre a VPU e a resistência à compressão na etapa exploratória ..	174
Figura 5.39 – Correlação entre a resistência à compressão e o módulo estático de elasticidade na etapa exploratória.....	175
Figura 5.40 – Correlação entre a massa e o módulo estático de elasticidade na etapa exploratória	176
Figura 5.41 – Correlação entre a VPU e o módulo estático de elasticidade na etapa exploratória	176
Figura 5.42 – Relação entre valores reais e valores estimados, obtidos a partir regressão múltipla bilinear, para a resistência à compressão na etapa exploratória (a) 30 minutos (b) steady state.....	178
Figura 5.43 – Relação entre valores reais e valores estimados, obtidos a partir regressão múltipla polinomial, para a resistência à compressão na etapa exploratória (a) 30 minutos (b) steady state	179
Figura 5.44 – Relação entre valores reais e valores estimados, obtidos a partir regressão múltipla bilinear, para o módulo estático de elasticidade na etapa exploratória (a) 30 minutos (b) steady state	181
Figura 5.45 – Relação entre valores reais e valores estimados, obtidos a partir regressão múltipla polinomial, para o módulo estático de elasticidade na etapa exploratória (a) 30 minutos (b) steady state	182
Figura 5.46 – Evolução da fissuração superficial com o aumento da temperatura no concreto com CCA parcialmente cristalina (a) 200°C (b) 400°C (c) 600°C	182
Figura 5.47 – Fissuração superficial após exposição a 600°C (a) concreto convencional (b) concreto com CCA amorfa (c) concreto com CCA parcialmente cristalina	183
Figura 5.48 – Lascamento superficial do concreto com CCA amorfa aquecido rapidamente até 600°C.....	183
Figura 5.49 – Evolução da fissuração superficial com o aumento da temperatura na pasta com CCA amorfa (a) 200°C (b) 400°C (c) 600°C.....	184
Figura 5.50 – Cor após exposição a 600°C (a) concreto convencional (b) concreto com CCA amorfa (c) concreto com CCA parcialmente cristalina	184
Figura 5.51 – (a) Influência do modo de resfriamento na resistência residual (b) influência da interação entre modo de resfriamento x tipo de concreto (c) comparação de médias através do teste de Tukey considerando a interação tipo de concreto x modo de resfriamento	188
Figura 5.52 – (a) Influência do modo de resfriamento na massa residual (b) influência da interação entre modo de resfriamento x tipo de concreto (c) comparação de médias através do teste de Tukey considerando a interação tipo de concreto x modo de resfriamento	191
Figura 5.53 – (a) Influência do modo de resfriamento na VPU residual (b) influência da interação entre modo de resfriamento x tipo de concreto (c) comparação de médias através	

do teste de Tukey considerando a interação tipo de concreto x modo de resfriamento (d) variação da VPU entre 0 e 1 dia após o resfriamento brusco	193
Figura 5.54 – Influência na resistência residual durante a reidratação (a) modo de resfriamento (b) tipo de concreto (c) interação modo de resfriamento x idade de reidratação (d) interação tipo de concreto x modo de resfriamento x idade de reidratação	197
Figura 5.55 – Comparação de médias, através do teste de Tukey, para a resistência residual durante a reidratação após resfriamento lento, considerando a interação tipo de concreto x idade de reidratação	198
Figura 5.56 – Comparação de médias, através do teste de Tukey, para a resistência residual durante a reidratação após resfriamento brusco, considerando a interação tipo de concreto x idade de reidratação	199
Figura 5.57 – Influência na massa residual durante a reidratação (a) modo de resfriamento (b) tipo de concreto (c) interação modo de resfriamento x idade de reidratação (d) interação tipo de concreto x modo de resfriamento x idade de reidratação	204
Figura 5.58 – Comparação de médias, através do teste de Tukey, para a massa residual durante a reidratação após resfriamento lento, considerando a interação tipo de concreto x idade de reidratação	206
Figura 5.59 – Comparação de médias, através do teste de Tukey, para a massa residual durante a reidratação após resfriamento brusco, considerando a interação tipo de concreto x idade de reidratação	207
Figura 5.60 – Influência na VPU residual durante a reidratação (a) modo de resfriamento (b) tipo de concreto (c) interação modo de resfriamento x idade de reidratação (d) interação tipo de concreto x modo de resfriamento x idade de reidratação	209
Figura 5.61 – Comparação de médias, através do teste de Tukey, para a VPU residual durante a reidratação após resfriamento lento, considerando a interação tipo de concreto x idade de reidratação	211
Figura 5.62 – Comparação de médias, através do teste de Tukey, para a VPU residual durante a reidratação após resfriamento brusco, considerando a interação tipo de concreto x idade de reidratação	212
Figura 5.63 – Comparação de resultados com outros pesquisadores, para a resistência à compressão na etapa principal (reidratação)	213
Figura 5.64 – Correlação entre a resistência à compressão e a massa obtidas na etapa principal (a) após resfriamento lento (b) após resfriamento brusco	214
Figura 5.65 – Correlação entre a resistência à compressão e a VPU obtidas na etapa principal (a) após resfriamento lento (b) após resfriamento brusco	216
Figura 5.66 – Correlação entre a VPU e a massa obtidas na etapa principal (a) após resfriamento lento (b) após resfriamento brusco	217

Figura 5.67 – Fissuração superficial devida ao resfriamento após a exposição a 600°C (a) concreto convencional resfriado lentamente (b) concreto convencional resfriado bruscamente (c) concreto com CCA1 resfriado lentamente (d) concreto com CCA1 resfriado bruscamente.....	218
Figura 5.68 – Fissuração superficial durante a reidratação do concreto convencional resfriado lentamente (a) 1 dia (b) 7 dias (c) 154 dias.....	219
Figura 5.69 – Fissuração superficial durante a reidratação do concreto com CCA1 resfriado lentamente (a) 1 dia (b) 7 dias (c) 154 dias.....	219
Figura 5.70 – Fissuração superficial durante a reidratação do concreto convencional resfriado bruscamente (a) 1 dia (b) 7 dias (c) 154 dias	220
Figura 5.71 – Fissuração superficial durante a reidratação do concreto com CCA1 resfriado bruscamente (a) 1 dia (b) 7 dias (c) 154 dias	220
Figura 5.72 – Evolução das temperaturas nos corpos de prova de concreto durante o aquecimento (a) 200°C (b) 400°C (c) 600°C.....	221
Figura 5.73 – Tempo de exposição necessário para se atingir o estado térmico steady state nos corpos de prova de concreto	223
Figura 5.74 – Evolução dos gradientes térmicos nos corpos de prova durante o aquecimento (a) 200°C (b) 400°C (c) 600°C	224
Figura 5.75 – MEV por elétrons secundários da pasta convencional (a) 23°C (b) 200°C (c) 600°C.....	227
Figura 5.76 – MEV por elétrons secundários da pasta com CCA1 (a) 23°C (b) 200°C (c) 400°C (d) 600°C.....	228
Figura 5.77 – MEV por elétrons secundários no concreto convencional (a) 23°C (b) 600°C	230
Figura 5.78 – MEV por elétrons secundários no concreto com CCA1 (a) 23°C (b) 600°C ..	231
Figura 5.79 – MEV por elétrons secundários no concreto convencional reidratado após resfriamento lento (a) 1 dia (b) 28 dias.....	232
Figura 5.80 – EDS realizada no concreto convencional aquecido a 600°C, resfriado lentamente e reidratado durante 154 dias	233
Figura 5.81 – MEV por elétrons secundários no concreto convencional reidratado após resfriamento brusco (a) 7 dias (b) 28 dias	234
Figura 5.82 – EDS realizada no concreto convencional aquecido a 600°C, resfriado bruscamente e reidratado durante 154 dias.....	236
Figura 5.83 – MEV por elétrons secundários no concreto com CCA1, reidratado após resfriamento lento (a) 1 dia (b) 28 dias.....	237

Figura 5.84 – EDS realizada no concreto com CCA1, aquecido a 600°C, resfriado lentamente e reidratado durante 154 dias	238
Figura 5.85 – MEV por elétrons secundários no concreto com CCA1, reidratado após resfriamento brusco (a) 7 dias (b) 28 dias	239
Figura 5.86 – EDS realizada no concreto com CCA1, aquecido a 600°C, resfriado bruscamente e reidratado durante 154 dias	240
Figura 5.87 – DRX realizada na pasta convencional de cimento Portland aquecida até 600°C, onde P=Portlandita, C=Calcita, CS=Silicatos de cálcio e CSH=C-S-H.....	242
Figura 5.88 – DRX realizada na pasta com CCA1 aquecida até 600°C, onde E= Etringita, P=Portlandita, C=Calcita, CS=Silicatos de cálcio e CSH=C-S-H.....	243
Figura 5.89 – DRX realizada no concreto convencional acondicionado no exterior e exposto a 600°C, onde E=Etringita, P=Portlandita, Q=Quartzo, C=Calcita, CS=Silicatos de cálcio e CSH=C-S-H.....	245
Figura 5.90 – DRX realizada no concreto com CCA1, acondicionado no exterior e exposto a 600°C, onde E=Etringita, P=Portlandita, Q=Quartzo, C=Calcita, CS=Silicatos de cálcio e CSH=C-S-H.....	245
Figura 5.91 – Análise visual do concreto com CCA1 acondicionado no exterior (a) manchas brancas na superfície (b) interface entre agregado e pasta	247
Figura 5.92 – DRX no concreto convencional exposto até 600°C, onde E=Etringita, G=Gipsita, P=Portlandita, Q=Quartzo, C=Calcita, CS=Silicatos de cálcio e CSH=C-S-H	248
Figura 5.93 – DRX no concreto convencional exposto a 600°C, resfriado lentamente (L) e reidratado até 154 dias, onde P=Portlandita, Q=Quartzo, C=Calcita, CS=Silicatos de cálcio e CSH=C-S-H	249
Figura 5.94 – DRX no concreto convencional exposto a 600°C, resfriado bruscamente (B) e reidratado até 154 dias, onde E=Etringita, P=Portlandita, Q=Quartzo, C=Calcita, CS=Silicatos de cálcio e CSH=C-S-H.....	251
Figura 5.95 – DRX no concreto com CCA1, exposto até 600°C, onde E=Etringita, P=Portlandita, Q=Quartzo, C=Calcita, CS=Silicatos de cálcio e CSH=C-S-H.....	252
Figura 5.96 – DRX no concreto com CCA1, exposto a 600°C, resfriado lentamente (L) e reidratado até 154 dias, onde P=Portlandita, Q=Quartzo, C=Calcita, CS=Silicatos de cálcio e CSH=C-S-H	254
Figura 5.97 – DRX no concreto com CCA1, exposto a 600°C, resfriado bruscamente (B) e reidratado até 154 dias, onde E=Etringita, P=Portlandita, Q=Quartzo, C=Calcita, CS=Silicatos de cálcio e CSH=C-S-H.....	256
Figura 5.98 – TG no concreto convencional exposto até 600°C, e aos 154 dias de reidratação após resfriamentos lento (L) e brusco (B)	259

Figura 5.99 – DTG no concreto convencional exposto até 600°C, e aos 154 dias de reidratação após resfriamentos lento (L) e brusco (B)	259
Figura 5.100 – DTA no concreto convencional exposto até 600°C, e aos 154 dias de reidratação após resfriamentos lento (L) e brusco (B)	263
Figura 5.101 – TG no concreto com CCA1, exposto até 600°C, e aos 154 dias de reidratação após resfriamentos lento (L) e brusco (B)	264
Figura 5.102 – DTG no concreto com CCA1, exposto até 600°C, e aos 154 dias de reidratação após resfriamentos lento (L) e brusco (B)	264
Figura 5.103 – DTA no concreto com CCA1, exposto até 600°C, e aos 154 dias de reidratação após resfriamentos lento (L) e brusco (B)	268

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Principais modificações físico-químicas no concreto devido ao aumento da temperatura (Fonte: Autor com base em SCHNEIDER e DIEDRICHS, 1981 apud KIRCHHOF, 2010; LIMA, 2005; HAGER, 2013).....	34
Tabela 4.1 – Matriz experimental A	77
Tabela 4.2 – Matriz experimental B	78
Tabela 4.3 – Matriz experimental C	79
Tabela 4.4 – Matriz experimental D	80
Tabela 4.5 – Matriz experimental E.....	81
Tabela 4.6 – Matriz experimental F.....	82
Tabela 4.7 – Quantidades de materiais utilizados nos concretos	98
Tabela 4.8 – Caracterização física e química do cimento CPV-ARI (Fontes: fabricante e autor).....	99
Tabela 4.9 – Caracterização física e química da CCA1	100
Tabela 4.10 – Caracterização física e química da CCA2.....	100
Tabela 4.11 – Caracterização do agregado graúdo	102
Tabela 4.12 – Caracterização física do agregado miúdo.....	103
Tabela 5.1 – Resultados experimentais obtidos para a resistência residual na matriz A	106
Tabela 5.2 – Análise ANOVA para a resistência residual na matriz A.....	107
Tabela 5.3 – Resultados experimentais obtidos para o módulo residual na matriz A	112
Tabela 5.4 – Análise ANOVA para o módulo residual na matriz A	112
Tabela 5.5 – Resultados experimentais obtidos para a massa residual na matriz A.....	116
Tabela 5.6 – Análise ANOVA para a massa residual na matriz A.....	117
Tabela 5.7 – Resultados experimentais obtidos para a VPU residual na matriz A	120
Tabela 5.8 – Análise ANOVA para a VPU residual na matriz A.....	120
Tabela 5.9 – Resultados experimentais obtidos para a resistência residual na matriz B	124
Tabela 5.10 – Análise ANOVA para a resistência residual na matriz B	125
Tabela 5.11 – Resultados experimentais obtidos para o módulo residual na matriz B	129

Tabela 5.12 – Análise ANOVA para o módulo residual na matriz B	130
Tabela 5.13 – Resultados experimentais obtidos para a massa residual na matriz B	133
Tabela 5.14 – Análise ANOVA para a massa residual na matriz B	133
Tabela 5.15 – Resultados experimentais obtidos para a VPU residual na matriz B.....	136
Tabela 5.16 – Análise ANOVA para a VPU residual na matriz B	136
Tabela 5.17 – Resultados experimentais obtidos para a resistência residual na matriz C	140
Tabela 5.18 – Análise ANOVA para a resistência residual na matriz C	140
Tabela 5.19 – Resultados experimentais obtidos para o módulo residual na matriz C	142
Tabela 5.20 – Análise ANOVA para o módulo residual na matriz C	142
Tabela 5.21 – Resultados experimentais obtidos para a massa residual na matriz C	144
Tabela 5.22 – Análise ANOVA para a massa residual na matriz C	144
Tabela 5.23 – Resultados experimentais obtidos para a VPU residual na matriz C.....	145
Tabela 5.24 – Análise ANOVA para a VPU residual na matriz C.....	146
Tabela 5.25 – Resultados experimentais obtidos para a resistência residual na matriz D	148
Tabela 5.26 – Análise ANOVA para a resistência residual na matriz D	148
Tabela 5.27 – Resultados experimentais obtidos para o módulo residual na matriz D	155
Tabela 5.28 – Análise ANOVA para o módulo residual na matriz D	156
Tabela 5.29 – Resultados experimentais obtidos para a massa residual na matriz D.....	160
Tabela 5.30 – Análise ANOVA para a massa residual na matriz D	161
Tabela 5.31 – Resultados experimentais obtidos para a VPU residual na matriz D	165
Tabela 5.32 – Análise ANOVA para a VPU residual na matriz D.....	165
Tabela 5.33 – Análise de regressão múltipla bilinear para a estimativa da resistência à compressão em função da temperatura de exposição e do teor de substituição mineral...	178
Tabela 5.34 – Análise de regressão múltipla polinomial para a estimativa da resistência à compressão em função da temperatura de exposição e do teor de substituição mineral...	179
Tabela 5.35 – Análise de regressão múltipla bilinear para a estimativa do módulo de elasticidade em função da temperatura de exposição e do teor de substituição mineral...	180
Tabela 5.36 – Análise de regressão múltipla polinomial para a estimativa do módulo de elasticidade em função da temperatura de exposição e do teor de substituição mineral...	181

Tabela 5.37 – Resultados experimentais obtidos para a resistência residual na matriz E	186
Tabela 5.38 – Análise ANOVA para a resistência residual na matriz E	187
Tabela 5.39 – Resultados experimentais obtidos para a massa residual na matriz E	189
Tabela 5.40 – Análise ANOVA para a massa residual na matriz E	190
Tabela 5.41 – Resultados experimentais obtidos para a VPU residual na matriz E	192
Tabela 5.42 – Análise ANOVA para a VPU residual na matriz E	192
Tabela 5.43 – Resultados experimentais obtidos para a resistência residual na matriz F.....	195
Tabela 5.44 – Análise ANOVA para a resistência residual na matriz F.....	195
Tabela 5.45 – Resultados experimentais obtidos para a massa residual na matriz F	202
Tabela 5.46 – Análise ANOVA para a massa residual na matriz F.....	203
Tabela 5.47 – Resultados experimentais obtidos para a VPU residual na matriz F	208
Tabela 5.48 – Análise ANOVA para a VPU residual na matriz F	208

LISTA DE ABREVIATURA, SIGLAS E SÍMBOLOS

a/agl – relação entre água e aglomerante

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI – American Concrete Institute

Abs – absorção de água

Afm – monossulfato hidratado

Aft – etringita

ASTM – American Society for Testing and Materials

B – resfriamento brusco

C – calcita

Ca/Si – relação molar entre Ca e Si

CAD – concreto de alto desempenho

CAR – concreto de alta resistência

CC – concreto convencional

CCA – cinza de casca de arroz

CCA1 – cinza de casca de arroz amorfa

CCA2 – cinza de casca de arroz parcialmente cristalina

CH – portlandita

CONV – concreto convencional

CPV - ARI – cimento Portland de alta resistência inicial

CS – silicatos de cálcio anidros

C-S-H – silicatos de cálcio hidratados

c_v – coeficiente de variação

Δ - variação

DRX – difratometria de raios X

DTA – análise térmica diferencial

DTG – primeira derivada da termogravimetria

E – etringita

$E_{c,23}$ – módulo estático de elasticidade na temperatura ambiente

$E_{c,T}$ – módulo estático de elasticidade na temperatura de ensaio

E_c – módulo estático de elasticidade

EDS – espectroscopia por dispersão de energia de raios X

f_c – resistência à compressão simples

$f_{c,23}$ – resistência à compressão simples na temperatura ambiente

$f_{c,T}$ – resistência à compressão simples na temperatura de ensaio

FRX – análise de efluorescência de raios X

GDL – graus de liberdade

HSC – *high strength concrete*/concreto de alta resistência

I – idade

IAP – índice de atividade pozolânica

iv – índice de vazios

L – resfriamento lento

LEME – Laboratório de ensaios e Modelos Estruturais

LVDT – *Linear Variable Differential Transformer*

M_c – massa

$M_{c,23}$ – massa na temperatura ambiente

$M_{c,T}$ – massa na temperatura de ensaio

MEV – microscopia eletrônica de varredura

NDT – *Non destructive testing*

NSC – *normal strength concrete*/concreto de resistência normal

P – portlandita

Q – quartzo

R^2 – coeficiente de determinação

R – coeficiente de correlação

RILEM – The International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures

sd – desvio padrão

SIG – significativo

SQ – soma de quadrados

ss – estado térmico *steady state*

t – tempo

T – temperatura

Tk – termopar tipo k

TG – análise termogravimétrica/termogravimetria

U – umidade

UFRGS – Universidade do Rio Grande do Sul

UR – umidade relativa

VPU – velocidade de propagação de pulso ultrassônico

VPU_{c,T} – velocidade de propagação de pulso ultrassônico na temperatura de ensaio

VPU_{c,23} – velocidade de propagação de pulso ultrassônico na temperatura ambiente

ZT – zona de transição entre agregado e pasta

1 INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta a contextualização, as hipóteses, os objetivos e a delimitação da pesquisa, assim como a estrutura da tese.

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

O conceito de sustentabilidade tem vindo a ganhar importância na atividade industrial como forma de reduzir os impactos ambientais causados pela geração de resíduos. Na indústria do concreto o conceito de sustentabilidade é particularmente importante devido ao elevado consumo de recursos naturais e à geração de resíduos nocivos ao meio ambiente, entre os quais, o dióxido de carbono (CO_2).

A emissão de gases de efeito de estufa é uma das principais causas do aquecimento global. McCaffrey (2002) destaca que, entre os gases de efeito estufa, o CO_2 contribui aproximadamente com 65% para o aquecimento global, e a indústria cimentícia é responsável por 5% das emissões totais. Esse problema tem vindo a agravar-se nas últimas décadas devido ao aumento acentuado da demanda por cimento Portland. No Brasil a produção de cimento aumentou de aproximadamente de 9 milhões para 52 milhões de toneladas, entre 1970 e 2008 (SILVA, 2009).

A quantidade gás carbônico emitido na atmosfera depende das matérias primas e dos processos produtivos utilizados na produção do cimento e está associada ao processo de dosagem do concreto, através do tipo de cimento e do consumo de cimento por metro cúbico de concreto. De acordo com Mehta e Monteiro (2014), na fabricação de uma tonelada de clínquer de cimento lança-se aproximadamente 1 tonelada de CO_2 na atmosfera.

Dentro do âmbito da sustentabilidade, têm sido desenvolvidas diversas tecnologias para reduzir o consumo do cimento Portland na produção de concreto. Uma técnica viável consiste na incorporação de materiais alternativos, provenientes do beneficiamento de resíduos, no desenvolvimento de pastas cimentícias, tais como a cinza volante, a sílica ativa, a escória granulada de alto-forno, o metacaulim e a cinza de casca de arroz (CCA).

O Brasil é atualmente um dos maiores produtores mundiais de arroz. A produção em 2015 foi superior a 12 milhões de toneladas e desse total o RS representa aproximadamente 70% (IBGE, 2016). Dessa forma, o país enfrenta o desafio ambiental de dar finalidade adequada à cinza proveniente da queima da casca, que representa cerca de 20% da massa de arroz. Descartada no campo a cinza contamina o solo e em forma de poeira pode causar a silicose devido à inalação das partículas de sílica cristalina (POUEY, 2006; BEZERRA et al., 2011).

Na construção civil, o potencial econômico da cinza de casca de arroz está associado à sua utilização na produção de concreto enquanto adição mineral ou substituição parcial do cimento Portland devido às suas propriedades pozolânicas. Para Pouey (2006) e Tashima (2006), a sílica da casca de arroz será tão eficaz quanto as outras sílicas desde que seja processada adequadamente. Para obter uma cinza de alta qualidade o processamento da casca de arroz requer um controle de temperatura e moagem rigoroso de forma a aproveitar o máximo potencial pozolânico do material.

A variabilidade no processo de queima e moagem influencia as propriedades físicas e químicas da CCA. Para Mehta e Monteiro (2014) a CCA pode ser considerada uma pozolana com alta reatividade química, se for feita de sílica essencialmente pura, no estado não cristalino. Sabe-se que quanto maior for o teor de sílica amorfa, mais reativo quimicamente será o material, no entanto, outras propriedades interferem na qualidade da CCA, entre as quais, a finura (REGO, 2004) e a superfície específica, influenciadas pelo grau de moagem, e a pureza, associada ao teor de carbono (CORDEIRO, 2009).

O concreto convencional de cimento Portland é reconhecido por ter uma elevada resistência ao fogo quando comparado a outros elementos estruturais, como o aço, essencialmente, devido às características térmicas do material, tais como incombustibilidade e baixa condutividade térmica, ao concreto não exalar gases tóxicos ao ser aquecido e às peças de concreto terem maior massa e volume quando comparados aos elementos metálicos (MEHTA e MONTEIRO, 2014). No entanto, as propriedades do concreto variam de acordo com as condições temporais e ambientais de exposição, podendo apresentar elevada deterioração quando o material é sujeito a ações extremas, como a ação de um incêndio, conseqüentemente ocorre perda da resistência mecânica.

A exposição a altas temperaturas, habitualmente associadas à ocorrência de um incêndio, provoca alterações na microestrutura e na macroestrutura do concreto endurecido, causando

redução da resistência mecânica e do módulo de elasticidade do material, podendo resultar na alteração da configuração de esforços e no colapso parcial ou total de uma estrutura, já que a perda de rigidez é um fator preponderante no colapso por instabilidade. Para Georgali e Tsakiridis (2005), entre as principais consequências da exposição do concreto a altas temperaturas se destacam: a degradação da resistência à compressão, a redução do módulo de elasticidade e a fissuração decorrente das tensões térmicas, entre outros fatores.

Para Alonso e Fernandez (2004), as alterações microestruturais no concreto submetido à ação das altas temperaturas dependem da temperatura de exposição e do tempo de exposição, podendo causar uma degradação irreversível das suas propriedades mecânicas.

Para Kodur (2014), a resposta ao fogo de elementos estruturais de concreto depende das propriedades térmicas, mecânicas e de deformação do concreto. Estas propriedades variam consideravelmente com a temperatura e dependem da composição e das características da mistura de concreto, bem como da taxa de aquecimento e de outras condições ambientais.

O efeito filler e o potencial reativo associado a aglomerantes secundários com partículas de menores dimensões e propriedades pozolânicas, como a CCA, proporciona um refinamento de poros o que confere maior compacidade ao concreto e reduz a sua permeabilidade. Considerando o aumento da vida útil, para Neville (2015), a redução da permeabilidade é extremamente importante uma vez que o material fica menos sujeito à entrada de agentes nocivos. Por outro lado, a redução da porosidade dificulta a saída do vapor de água e, conseqüentemente, provoca o aumento da poro-pressão no concreto aquecido, o que pode antecipar a sua degradação em altas temperaturas, incluindo a ocorrência de lascamentos explosivos, fenômeno habitualmente conhecido por *spalling* (HARMATHY, 1970; HERTZ, 1992; ANDERBERG, 1999; KIRCHHOF, 2010).

Em altas temperaturas, a heterogeneidade do concreto armado é realçada. Para temperaturas acima de 200°C a pasta de cimento retrai devido à perda de água e à decomposição dos compostos hidratados. Em temperaturas próximas de 570°C os agregados silicosos expandem.

A resistência à compressão do concreto convencional não se altera significativamente quando exposto a temperaturas inferiores a 300°C, uma vez que as alterações na sua microestrutura não são significativas, mas a partir dessa temperatura, a degradação da resistência se acentua. Nos 600°C a redução da resistência à compressão do concreto é de aproximadamente 50% (PETRUCCI, 1987; LIMA, 2005).

De acordo com Cánovas (1988), se a temperatura de exposição do concreto não for superior a 500°C pode-se recuperar até 90% da resistência inicial no processo de reidratação após um ano. Souza e Moreno Junior (2003 e 2010) confirmaram essa capacidade de recuperação da resistência do concreto convencional com o decorrer do tempo através da reidratação com imersão em água e que a capacidade de recuperação é tanto menor quanto maior for a temperatura de exposição. Foi observado, também, que o nível de recuperação das propriedades mecânicas do concreto reidratado através da imersão em água dependeu essencialmente do modo e do tempo de reidratação e que o tipo de agregado teve pouca influência nos resultados.

Yang et al. (2009) confirmaram em seus experimentos que a resistência à compressão do concreto residual diminuiu com o aumento da temperatura de exposição e que prolongar o tempo de reidratação ao ar não contribuiu para recuperar significativamente a resistência do concreto danificado pela ação das altas temperaturas.

1.2 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

A resistência residual de concretos convencionais de cimento Portland tem sido amplamente estudada nas últimas décadas e, hoje, o conhecimento das propriedades mecânicas e térmicas do concreto em altas temperaturas é amplo. No entanto, o conhecimento sobre as propriedades mecânicas residuais do concreto após reidratação ainda é escasso. O método de resfriamento e as condições de reidratação são fatores que podem afetar significativamente a resistência mecânica e a durabilidade do concreto após a ação de altas temperaturas, por isso é fundamental desenvolver estudos nesse sentido.

Convém salientar que na bibliografia especializada é possível encontrar resultados significativamente diferentes e por vezes contraditórios relativos às propriedades mecânicas residuais do concreto em altas temperaturas, mesmo quando se comparam resultados obtidos em concretos similares. Isto se deve, em parte, à variabilidade associada à heterogeneidade do material e também ao desconhecimento de algumas variáveis intervenientes no fenômeno. A variabilidade nos parâmetros de ensaio adotados, entre os quais, taxa de aquecimento, tempo de exposição às altas temperaturas e modo de resfriamento, são fatores que contribuem efetivamente para a discrepância dos resultados experimentais (NEVILLE, 2015; WENDT, 2006; KIRCHHOF, 2010; KODUR, 2014).

A utilização de concretos especiais no projeto de estruturas que tenham que cumprir requisitos de desempenho em termos de resistência ao fogo pressupõe o conhecimento das propriedades mecânicas residuais dos materiais inovadores, que devem ser determinadas experimentalmente. No Rio Grande do Sul, a cinza de casca de arroz tem sido uma das adições alternativas mais utilizadas nas pesquisas em concretos especiais (SILVEIRA e DAL MOLIN, 1995; SILVEIRA, 1996; SENSALÉ et al., 1999; SENSALÉ, 2000; POUÉY, 2001; POUÉY, 2006; DUART, 2008; CORDEIRO, 2009; ISAIA et al., 2010; TRINDADE, 2015; entre outros). A sílica de casca de arroz é disponibilizada no mercado brasileiro como uma cinza de alta qualidade, para ser incorporada em misturas de concreto. No entanto, se existem diversos resultados com concretos especiais com cinza de casca de arroz ensaiados na temperatura ambiente, os resultados experimentais sobre o seu desempenho em altas temperaturas são escassos, seja em termos de resistência residual ou relativamente à sua capacidade de recuperação após reidratação.

Por outro lado, existem poucos estudos sobre a influência do método de resfriamento na recuperação da resistência residual do concreto exposto a elevadas temperaturas associada à reidratação, já que a maior parte dos estudos disponíveis na literatura abordam a reidratação do concreto resfriado lentamente ao ar (LI et al., 2014).

Desta forma, a pesquisa desenvolvida neste trabalho justifica-se não só pela necessidade de avaliar experimentalmente o comportamento em altas temperaturas de concretos especiais confeccionados com CCA como também pela necessidade de avançar nos estudos da influência do modo de resfriamento e da idade de reidratação na recuperação da resistência do concreto após a exposição a altas temperaturas. Com base na análise experimental, utilizando ensaios destrutivos e ensaios não destrutivos (NDT) será possível avaliar qualitativamente e quantitativamente a degradação mecânica do concreto convencional e dos concretos especiais com CCA decorrente da ação das altas temperaturas, assim como a influência do modo de resfriamento no dano estrutural e da idade de reidratação na recuperação da resistência. Complementarmente, a utilização do ensaio não destrutivo de velocidade de propagação de pulso ultrassônico (VPU) permitirá ainda avaliar a correlação entre a degradação da resistência e do módulo de elasticidade com a VPU. Através da análise estatística dos resultados, considerando análise de regressão linear e não linear, será possível estimar as propriedades mecânicas residuais em função dos fatores controláveis propostos na pesquisa. Especificando, a pesquisa proposta neste trabalho justifica-se pela necessidade de:

- a) ampliar conhecimento sobre as propriedades mecânicas residuais do concreto para avaliar o estado de dano e a possibilidade de recuperação ou continuidade de uso de estruturas sinistradas pela exposição a altas temperaturas;
- b) avaliar a capacidade de regeneração da microestrutura de concretos expostos a altas temperaturas, e da repercussão em termos de recuperação parcial da resistência do material;
- c) entender o efeito de diferentes regimes de resfriamento na resistência residual e na capacidade de regeneração da microestrutura de concretos expostos a altas temperaturas;
- d) investigar possíveis diferenças no comportamento para matrizes cimentícias com emprego de CCA, dado o potencial desses concretos especiais;
- e) avaliar o grau de correlação entre as propriedades mecânicas residuais do concreto e a velocidade de propagação de pulso ultrassônico (VPU).

1.3 HIPÓTESES DA PESQUISA

Como foi referido anteriormente, o teor de adição mineral pode influenciar as propriedades mecânicas do concreto, na temperatura ambiente e em altas temperaturas. A alteração da estrutura de poros, com conseqüente redução da permeabilidade, contribui para agravar o efeito da poro-pressão, associado à evaporação da água no interior do concreto com o aumento da temperatura. Desta forma é habitual encontrar resultados desfavoráveis no desempenho em altas temperaturas de concretos cujas adições minerais provocaram a redução de poros de maior dimensão, especialmente em patamares de temperatura menos severos.

Por outro lado, a capacidade de recuperação da resistência através da reidratação do concreto é muito variável e depende de inúmeros fatores, entre os quais, a temperatura de exposição, o modo de resfriamento e o ambiente e o tempo de reidratação. De entre os resultados disponíveis na literatura, parece existir convergência no sentido de que o resfriamento brusco com água provoca maiores danos do que o resfriamento lento ao ar (CÁNOVAS, 1988; KHOURY, 1992; LUO et al., 1999; HUSEM, 2006; SANTOS, 2012; SOUZA e MORENO JUNIOR, 2003) e de que a recuperação da resistência residual do concreto através da reidratação com imersão em água pode ser substancial (CÁNOVAS, 1988; SOUZA e

MORENO JUNIOR, 2003 e 2010; SOUZA, 2005; POON et al., 2001; ANNEREL e TAERWE, 2008; YANG et al. 2009; LI et al. 2014).

Partindo destas premissas, as hipóteses que se colocam nesta pesquisa são:

- a) a incorporação de CCA na mistura de concreto de cimento Portland reduzirá a porosidade do concreto e, conseqüentemente, influenciará significativamente o desempenho em altas temperaturas do concreto em todos os patamares de temperatura, especialmente nos menos severos;
- b) o processo de reidratação do concreto dependerá do modo de resfriamento, do tempo de reidratação e do teor de adição mineral;
- c) a recuperação parcial da resistência residual devido à reidratação ocorrerá de forma mais significativa nos concretos resfriados com imersão em água;
- d) será possível estabelecer uma correlação satisfatória entre a velocidade de pulso ultrassônico e a resistência à compressão e módulo de elasticidade dos concretos submetidos à ação das altas temperaturas.

1.4 OBJETIVOS DA PESQUISA

Esta pesquisa tem como principal objetivo contribuir para o avanço na compreensão do comportamento em altas temperaturas de concretos com incorporação de cinzas de casca de arroz (CCA) e na reidratação de concretos convencional e com CCA. Em específico, propõe-se:

- a) avançar na análise experimental do concreto submetido à ação das altas temperaturas, estudando as propriedades mecânicas residuais - resistência à compressão simples e módulo estático de elasticidade - avaliando quantitativamente as alterações macroestruturais e qualitativamente as transformações microestruturais decorrentes da exposição às altas temperaturas;
- b) avaliar a influência da substituição mineral de cinzas de casca de arroz, com propriedades pozolânicas distintas, no comportamento do concreto após a ação das altas temperaturas;

- c) estudar a capacidade de recuperação da resistência devido à regeneração da microestrutura após reidratação em ambiente controlado, para diferentes condições de resfriamento (brusco – imersão em tanque de água; lento – dentro do forno);
- d) avaliar a precisão do ensaio de propagação de pulso ultrassônico como técnica não destrutiva que permita detectar a microfissuração decorrente da ação das altas temperaturas, através da correlação entre as propriedades mecânicas residuais (resistência à compressão e módulo estático de elasticidade) e a VPU, utilizando expressões simplificadas.

1.5 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

Como foi referido anteriormente, a degradação do concreto decorrente da ação de um incêndio é um fenômeno difícil de avaliar quantitativamente e de modelar com precisão, por depender de inúmeras variáveis, que podem ser aleatórias devido à variabilidade do fenômeno, à não homogeneidade e ao comportamento não linear do material. Para Lin et al. (2004), a análise do comportamento do concreto exposto a altas temperaturas é uma tarefa difícil e complexa, devido às deformações térmicas e alterações causadas na sua microestrutura. Questões de segurança e limitações técnicas dos equipamentos disponíveis no laboratório também contribuem para limitar os programas experimentais. Desta forma, não é possível realizar programas experimentais que contemplem todas as condições e variáveis de ensaio desejadas.

Nesta pesquisa procurou-se avaliar a influência de vários fatores controláveis no desempenho em altas temperaturas e na reidratação do concreto convencional e de concretos especiais com incorporação de CCA (tipo de aglomerante, temperatura de exposição, taxa de aquecimento, tempo de exposição às altas temperaturas, modo de resfriamento e idade de reidratação). Não foram incluídos nesta pesquisa outros fatores, como o aquecimento das amostras de concreto com aplicação simultânea de carga, o aquecimento no fogo, a exposição a temperaturas superiores a 600°C e diferentes tipos de agregado graúdo. Apesar das limitações, espera-se que o trabalho proposto possa contribuir para avançar no conhecimento do desempenho do concreto após a ação das altas temperaturas e após reidratação, disponibilizando resultados que contribuam para a análise do dano estrutural e do grau de recuperação, com vistas à recuperação e reutilização das estruturas de concreto armado após incêndio.

1.6 ESTRUTURA DA PESQUISA

A presente tese foi estruturada em seis capítulos.

O primeiro capítulo contextualiza o tema, justifica e define os objetivos da pesquisa, e apresenta as principais delimitações do trabalho experimental.

No segundo capítulo apresenta-se uma revisão relativa à microestrutura e propriedades mecânicas do concreto convencional na temperatura ambiente, assim como à adição mineral de cinza de casca de arroz.

No terceiro capítulo procedeu-se a uma revisão da literatura sobre as alterações físicas e químicas, assim como sobre o comportamento mecânico e térmico do concreto submetido à ação das altas temperaturas, após o resfriamento e reidratação. Inclui-se neste capítulo o resumo de vários trabalhos experimentais, considerados relevantes nesta área, desenvolvidos por autores nacionais e internacionais.

O quarto capítulo apresenta detalhadamente toda a metodologia experimental adotada, incluindo os ensaios destrutivos e não destrutivos realizados, ao nível macroestrutural e microestrutural, os fatores controláveis escolhidos para o estudo da degradação mecânica dos concretos submetidos à ação das altas temperaturas, os modos de resfriamento e as condições de reidratação ao longo do tempo.

No quinto capítulo são apresentados os resultados obtidos experimentalmente, incluindo a correlação observada entre as propriedades mecânicas residuais e a velocidade de propagação de pulso ultrassônico (VPU). São comparados os resultados obtidos experimentalmente com os resultados de vários autores e são propostos modelos numéricos para a determinação da resistência residual em função da temperatura e do teor de substituição mineral, para cada tempo de exposição, assim como, para a determinação do módulo de elasticidade em função da resistência à compressão. Complementarmente se propõem equações, obtidas com base na análise de regressão, para a estimativa das propriedades mecânicas residuais através da VPU.

No sexto capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho desenvolvido, assim como, sugestões de trabalhos a desenvolver futuramente, dentro do âmbito da pesquisa realizada.

2 O CONCRETO NA TEMPERATURA AMBIENTE

Neste capítulo se faz uma revisão geral sobre o concreto de cimento Portland com enfoque na microestrutura, nos processos de hidratação do cimento Portland e na influência da adição mineral de cinza de casca de arroz (CCA) nas propriedades do concreto.

2.1 MICROESTRUTURA DO CONCRETO CONVENCIONAL DE CIMENTO PORTLAND

O concreto de cimento Portland tem sido amplamente utilizado na construção como material estrutural devido às inúmeras vantagens que apresenta relativamente a outros materiais, entre as quais, se destacam custo, resistência, disponibilidade dos materiais utilizados na sua confecção, facilidade de fabricação e incombustibilidade. A resistência e a durabilidade do concreto são propriedades que, entre outros fatores, dependem do proporcionamento dos materiais que compõem a mistura, principalmente do tipo de aglomerante, da relação água/aglomerante, e das condições ambientais de exposição ao longo da sua vida útil.

O concreto pode ser definido como um material compósito constituído por agregados de formas e tamanhos variados envolvidos num meio ligante, constituído por uma matriz contínua de pasta de cimento (MEHTA e MONTEIRO, 2014), cujas propriedades mecânicas dependem das características e das proporções dos materiais que compõem a mistura (NEVILLE, 2015).

A estrutura do concreto é heterogênea e complexa. Os agregados são os materiais de menor custo e, por isso, compõem cerca de 70% da mistura do concreto. O empacotamento dos grãos na mistura de concreto é influenciado pela distribuição granulométrica do agregado, e pode influenciar significativamente o módulo de deformação do concreto. Dependendo da sua origem, basáltica, calcária e granítica, os agregados apresentam não só diferentes características mecânicas, como também térmicas (DAL MOLIN, 1995).

Para Neville (2015), o coeficiente de dilatação térmica do agregado influencia o coeficiente de dilatação térmica do concreto endurecido, já que quanto maior for o coeficiente de dilatação térmica do agregado, maior será o do concreto.

Cada uma das fases do concreto é de natureza multifásica. As partículas de agregado são formadas por minerais variados, microfissuras e vazios. A distribuição dos agregados na pasta não é homogênea, sendo que em certas regiões a pasta pode ser extremamente densa e em outras a pasta ter uma estrutura bastante porosa, predominantemente com vazios capilares. Ou seja, o agregado graúdo provoca uma descontinuidade na pasta, com especial destaque para as regiões próximas ao mesmo.

A região da interface entre a pasta de cimento e o agregado é denominada de zona de transição e normalmente apresenta características diferentes da pasta e do agregado, sendo por isso considerado como outra fase. A zona de transição é caracterizada por ser uma região mais porosa e heterogênea em relação à matriz da pasta, devido ao acúmulo de água, formando uma película em torno do agregado graúdo. A hidratação do cimento nessa região se processa de forma diferente devido à maior relação água/cimento. Na zona de transição, ocorre a formação de grandes cristais de hidróxido de cálcio, Ca(OH)_2 , com superfície específica menor e com seu eixo orientado perpendicularmente ao agregado, gerando planos preferenciais de ruptura e falha na aderência entre a pasta e o agregado. De acordo com Dal Molin (1995), a variação da porosidade diminui com a idade, porque os produtos de hidratação vão preenchendo os vazios. No concreto convencional, a interface entre a pasta de cimento e o agregado é a região de menor resistência mecânica.

Tanto a zona de transição, como a matriz da pasta de cimento apresentam uma distribuição heterogênea de diferentes tipos de fases sólidas, poros, microfissuras e alterações microestruturais que ocorrem nos compostos formados pela hidratação do cimento ao longo do tempo.

A pasta é constituída essencialmente de cimento Portland e água. O cimento Portland é um aglomerante hidráulico que provém da moagem do clínquer com uma pequena quantidade de sulfato de cálcio (gipsita), genericamente conhecido como gesso. As principais adições utilizadas na fabricação de cimentos Portland são a gipsita, as escórias de alto-forno, e os materiais pozolânicos e carbonáticos, que adicionadas em diferentes proporções, dão origem a diferentes tipos de cimento.

2.1.1 O clínquer de cimento Portland

O clínquer tem como matérias-primas base minerais naturais de origem carbonática e argilosa, contendo óxidos de cálcio, sílica, alumina e ferro. A mistura dessas matérias-primas,

devidamente moídas, dosadas e homogeneizadas, é colocada em um forno rotativo e sofre um processo de sinterização industrial, através de tratamento térmico em altas temperaturas, de aproximadamente 1450°C, e após fusão e resfriamento dá origem a um material granulado, o clínquer de cimento Portland (TAYLOR, 1997).

Os compostos do clínquer podem ser divididos em 3 grupos distintos: os silicatos cálcicos (C_3S , C_2S), os aluminatos e ferro-aluminatos cálcicos (C_3A , C_4AF_8) e alguns compostos menos frequentes como o periclásio (MgO) e a cal livre (CaO), entre outros. (PETRUCCI, 1987).

A alita é formada por silicato tricálcico (Ca_3SiO_5), simplesmente denominado C_3S , e constitui a maior porção do volume sólido do clínquer, de 50 a 70%. A alita reage rapidamente com a água, sendo o principal composto responsável pelo crescimento da resistência mecânica nos primeiros 28 dias. A belita é formada por silicato dicálcico (Ca_2SiO_4), denominado simplesmente C_2S , e constitui de 15 a 30% do clínquer Portland. A belita reage lentamente com a água e tem uma influência significativa na resistência mecânica da pasta em idades mais avançadas (TAYLOR, 1997).

A fase aluminato é formada por aluminato tricálcico ($Ca_3Al_2O_6$), denominado de C_3A , e constitui de 5 a 10% do clínquer. Devido à grande reatividade do C_3A , habitualmente é adicionada gipsita para inibir a pega instantânea. A fase ferrita é formada por ferro-aluminato tetracálcico (Ca_2AlFeO_5), conhecido como C_4AF , e constitui de 5 a 15% do clínquer (TAYLOR, 1997).

2.1.2 Hidratação do cimento Portland

Durante o processo de hidratação os compostos do cimento Portland reagem com a água, dando origem aos produtos de hidratação que interligados conferem a resistência ao concreto. Dentre os diferentes tipos de compostos hidratados do cimento, os mais importantes são os silicatos hidratados de cálcio, designados por gel ou fase C-S-H, que podem aparecer como estruturas fibrosas (estrutura amorfa); cristais de hidróxido de cálcio, também chamados de portlandita - $Ca(OH)_2$ - que cristaliza em grandes placas hexagonais superpostas e os cristais de sulfo-aluminato de cálcio, conhecidos como etringita e representados pela sigla C-A-S-H, que assumem formas tubulares (agulhas). Na pasta de cimento endurecida também se encontram partículas de cimento não hidratadas e poros preenchidos com água ou ar. A Figura

2.1 esquematiza a microestrutura da zona de transição entre o agregado e a pasta endurecida de cimento Portland, onde é possível observar os diferentes compostos e sua morfologia.

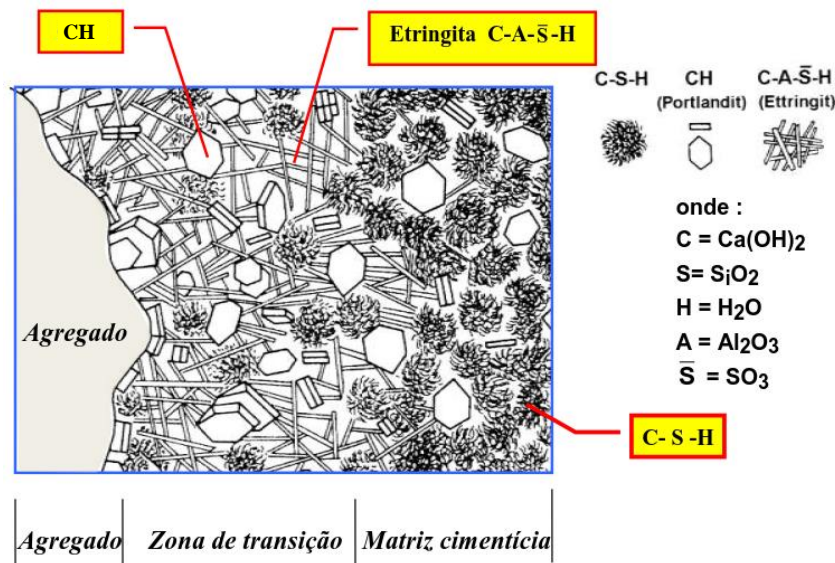


Figura 2.1 – Representação da microestrutura da zona de transição entre agregado e pasta (MEHTA e MONTEIRO, 2014)

Os silicatos hidratados de cálcio e o hidróxido de cálcio provêm da hidratação das fases alita e belita que compõem o clínquer. O endurecimento da pasta se deve inicialmente à hidratação dos aluminatos e a evolução da resistência decorre da hidratação dos silicatos.

2.1.2.1 Hidratação dos aluminatos

Os sulfo-aluminatos de cálcio representam 15% a 20% do volume de sólidos da pasta hidratada, sendo os principais compostos a etringita e o monossulfato de cálcio, responsáveis pela pega. A hidratação dos aluminatos na presença de sulfato resulta na formação de agulhas de etringita ($C_6AS_3H_{32}$) que começa minutos após o início da hidratação do cimento Portland, sendo responsável pela pega e pela resistência inicial. A reação do C_3A com a água é imediata, gerando um calor de reação elevado e reduzindo a trabalhabilidade da mistura, por isso se adiciona gipsita ($CaSO_4$) para retardar essa reação. Após alguns dias, a etringita pode instabilizar e, dependendo da proporção alumina-sulfato do cimento Portland, gradativamente se transformar em monossulfato hidratado ($C_3A_3S_3H_{24}$), conhecido como etringita secundária, que é um cristal mais estável (MEHTA e MONTEIRO, 2014). A Figura 2.2 apresenta as diferentes morfologias dos cristais de etringita obtida através da Micrografia Eletrônica de Varredura (MEV).

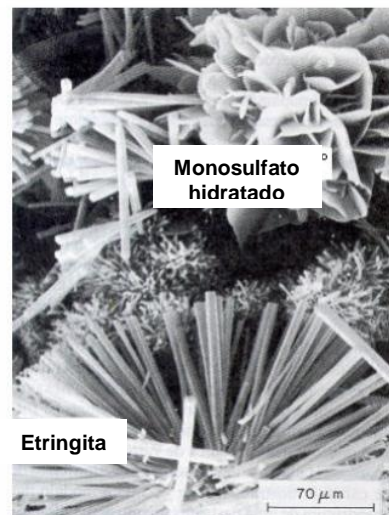


Figura 2.2 – MEV de etringita e monosulfato hidratado (MEHTA e MONTEIRO, 2014)

2.1.2.2 Hidratação dos silicatos cálcicos

A hidratação dos silicatos cálcicos C_3S (alita) e C_2S (belita) ocorre algumas horas após o início da hidratação do cimento, dando origem a silicatos de cálcio hidratados (C-S-H) e a hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$), habitualmente denominado de portlandita e representado pela sigla CH. A hidratação do C_3S requer maior quantidade de água para hidratar do que o C_2S , respectivamente, 24% e 21% de água. (NEVILLE, 2015). Da hidratação dos silicatos cálcicos resulta entre 61 a 82% de C-S-H e entre 18 e 39% de $Ca(OH)_2$, resultante das reações apresentadas nas Equações 1 e 2.



onde, C_3S – alita; C_2S – belita; H_2O - água; $C_3S_2H_3$ – silicato de cálcio hidratado; $Ca(OH)_2$ – hidróxido de cálcio.

O C-S-H corresponde a 50 a 60% do volume de sólidos da pasta de cimento hidratada e é o principal responsável pela resistência mecânica. A portlandita corresponde a 20 a 25% do volume de sólidos da pasta e é o principal responsável pela alcalinidade do concreto, formando uma camada passivadora que protege a armadura contra a corrosão; a morfologia do $Ca(OH)_2$ é bem definida por cristais prismáticos, que aumentam de tamanho em espaços livres, decorrentes do aumento da relação água/aglomerante nessas regiões. A contribuição da portlandita para a resistência do concreto é limitada devido à área superficial inferior. As fases

de C-S-H mudam de morfologia ao longo do tempo de hidratação, podendo variar entre fibras pouco cristalinas (estrutura amorfa) e uma malha cristalina reticulada. A Figura 2.3 mostra as alterações na microestrutura da pasta de cimento Portland decorrente da hidratação ao longo do tempo, através da Microscopia Eletrônica de Varredura Ambiental. A análise de MEV ambiental (ESEM - *Environmental Scanning Electron Microscopy*) permite obter imagens em alta resolução da morfologia de amostras úmidas que não foram metalizadas.

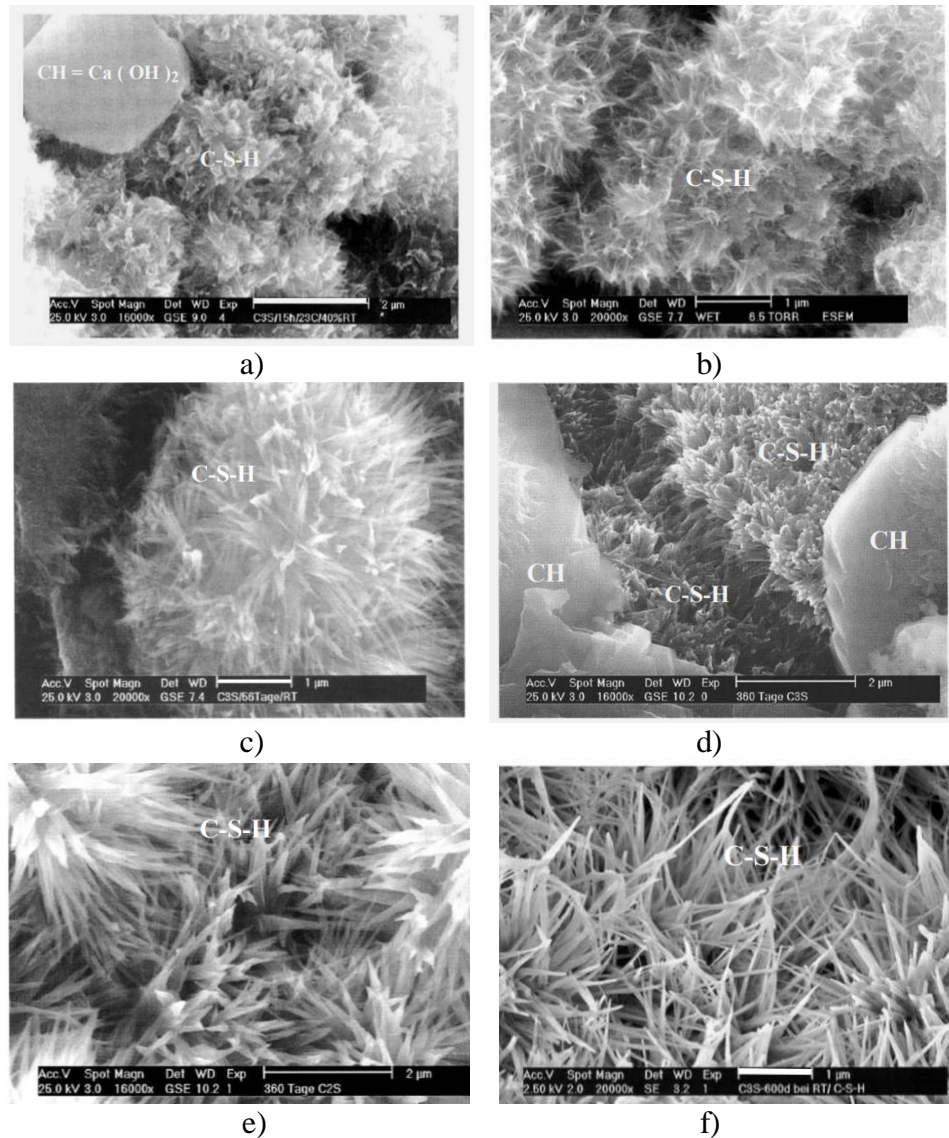


Figura 2.3 – MEV ambiental da hidratação da pasta de cimento Portland (a) 15 horas (b) 7 dias (c) 56 dias (d) 360 (e) 360 dias e (f) 600 dias (STARK e WICHT, 2000 *apud* THOMAZ, 2014)

De acordo com Stark e Wicht (2000), logo nas primeiras horas de hidratação a morfologia do C-S-H é caracterizada por pequenos cristais fibrilares envoltos por uma camada de gel que evolui para uma estrutura mais volumosa, em forma de favos e de esponjas, e em forma de

agulhas pouco aguçadas em menos de 24 horas; aproximadamente em 7 dias ocorre a transformação da forma pouco aguçada das agulhas de C-S-H para uma forma pontiaguda; o progresso na hidratação é evidenciado pelo crescimento unidimensional até aos 56 dias de hidratação; e ao fim de um ano as agulhas de C-S-H se interpenetram, evidenciando a estabilização da resistência. Também é possível observar os cristais de maior dimensão e em forma hexagonal que caracteriza o hidróxido de cálcio (CH).

2.1.3 Estrutura de poros

A pasta de cimento Portland contém ainda grãos de clínquer não hidratados e espaços residuais que contêm água ou ar, assim como grandes quantidades de água capilar e água adsorvida, que evaporam com o aumento da temperatura e geram aumento de pressão de vapor no interior dos poros (MEHTA e MONTEIRO, 2014; NEVILLE, 2015).

No concreto, resistência mecânica está fortemente relacionada com a porosidade da pasta e a estrutura de poros é influenciada pela relação água/aglomerante. A estrutura de poros é constituída por poros de gel, vazios capilares e poros de ar aprisionado e incorporado.

O espaço interlamelar do C-S-H possui largura entre 5 a 25 Å (2,5 nm). Devido às suas reduzidas dimensões os poros de gel de C-S-H ou interstícios não influenciam significativamente a resistência nem a permeabilidade da pasta hidratada, porém podem influenciar a retração por secagem e a fluência (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

Os poros capilares representam o espaço vazio entre os produtos sólidos resultantes da hidratação do cimento, são irregulares na forma, podendo atingir alguns milímetros de comprimento, e são suficientes para provocar fissuras, reduzindo a resistência do concreto. Segundo Neville (2015), a porosidade capilar da pasta é influenciada pela relação água/aglomerante e pelo grau de hidratação. De acordo com Mehta e Monteiro (2014), em pastas de cimento bem hidratadas, com baixa relação a/agl , a dimensão dos vazios capilares habitualmente varia entre 10 e 50 nm e para relações a/agl elevadas pode variar entre 3 e 5 μm (5000 nm). Vazios capilares maiores que 50 nm são denominados macroporos e têm grande influência na resistência e permeabilidade do concreto, enquanto que vazios capilares menores que 50 nm, denominados microporos, influenciam a retração por secagem e a fluência do concreto.

Os poros de ar resultam do aprisionamento de bolhas de ar na pasta durante a mistura do concreto ou podem ser incorporados, utilizando aditivos, para favorecer a trabalhabilidade ou melhorar a resistência ao gelo-degelo. Vazios de ar aprisionado podem atingir 3 mm enquanto que os poros de ar incorporado habitualmente possuem dimensões reduzidas, entre 50 e 200 μm . Os poros de ar apresentam geralmente forma esférica e, devido às suas dimensões, muito superiores às dos vazios capilares, podem prejudicar significativamente a resistência do concreto.

A diferença entre as dimensões dos poros capilares e dos poros de gel por vezes não é bem clara, no entanto geralmente se considera que os poros de gel possuem diâmetros em torno de 1 a 3 nm e os poros capilares em torno de 10 a 5000 nm.

2.1.4 A água na pasta hidratada de cimento Portland

A água está presente na pasta hidratada de diversas formas, dependendo da umidade ambiente e da porosidade da pasta.

A água capilar consiste na água presente nos poros capilares superiores a 5 nm e está livre das forças de atração das superfícies sólidas. A água presente nos poros capilares maiores que 50 nm se denomina água livre e a sua remoção não afeta o volume da pasta. A água retida por tensão capilar nos poros capilares com dimensões entre 5 a 50 nm, quando é removida, causa retração na pasta.

A água adsorvida consiste na água retida por pontes de hidrogênio em profundidade de até 1,5 nm (15 Å), junto à superfície sólida, devido à influência das forças de atração. A remoção da água adsorvida provoca a retração da pasta hidratada.

A água associada à estrutura do C-S-H, fortemente retida por pontes de hidrogênio, entre as camadas lamelares de C-S-H, se chama de água de gel e só é removida através de alta pressão ou de temperaturas elevadas acima de 100°C, causando retração da pasta endurecida.

A água quimicamente combinada faz parte da estrutura dos diversos produtos de hidratação e só é removida quando os compostos hidratados se decompõem durante o aquecimento da pasta de cimento.

2.2 PROPRIEDADES DO CONCRETO NO ESTADO ENDURECIDO NA TEMPERATURA AMBIENTE

2.2.1 Resistência Mecânica

A resistência mecânica, principal propriedade especificada em projeto, representa a capacidade de o material resistir a tensões sem apresentar ruptura ou deformações excessivas, sendo que o concreto resiste essencialmente a esforços de compressão. A resistência à tração representa aproximadamente entre 10% a 11% da resistência à compressão axial em concretos de baixa resistência, 8% a 9% em concretos de resistência média e aproximadamente 7% em concretos de alta resistência (PETRUCCI, 1987; MEHTA e MONTEIRO, 2014).

Por ser fácil de ser ensaiada, a resistência à compressão simples do concreto é a principal propriedade obtida experimentalmente através de ensaio padronizado, no entanto, outras propriedades podem ser deduzidas a partir da resistência, por exemplo, módulo de elasticidade e permeabilidade.

A resistência mecânica do concreto depende essencialmente da resistência da pasta e é influenciada por diversos fatores, nomeadamente, relação água/cimento, condições de cura, idade, tipo de aglomerante e tipo de agregado (PETRUCCI, 1987; ARAÚJO, 2001). Abrams (1919) concluiu que, para um mesmo grau de hidratação e mesmos materiais, a resistência à compressão simples do concreto varia inversamente à relação água/cimento da mistura.

Segundo MEHTA e MONTEIRO (2014), no concreto há uma relação inversa entre porosidade e resistência mecânica, sendo que estas e outras propriedades, como permeabilidade e durabilidade, dependem da relação água/cimento da mistura. Quanto menor for a relação água/cimento, menor será a porosidade da pasta e maior será a aderência entre pasta e agregado, o que contribui para aumentar a resistência do concreto. Na pasta ou na argamassa existe uma relação forte entre a resistência e a porosidade, porém no concreto, essa relação não é direta devido à presença de microfissuras na zona de transição (ZT) entre agregado e pasta, sendo que em concretos de baixa porosidade, ou com agregados de elevada resistência, a resistência do concreto é influenciada tanto pela matriz quanto pela ZT.

Outro fator que influencia a resistência do concreto à compressão é a idade do concreto, por estar associada às reações químicas decorrentes do processo de hidratação da pasta. À medida que a hidratação do cimento evolui, vão-se formando compostos sólidos na pasta hidratada,

restando alguns vazios que dependem da relação água/cimento inicial. No concreto de cimento Portland esse fenômeno ocorre durante grande parte da vida útil da estrutura, mas é mais acentuado nas primeiras idades, até 28 dias (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

Para Neville (2015), a dependência entre a relação água/cimento e a resistência do concreto varia para cada tipo de cimento e para cada idade, bem como, também para as condições de cura (temperatura e umidade).

O tipo de aglomerante tem influencia significativa tanto no valor da resistência, quanto na evolução da resistência ao longo do tempo. Em concretos de cimento Portland sem adições se atinge praticamente toda a resistência do material ao fim de 28 dias de cura. Já para cimentos que contenham adições minerais com propriedades pozolânicas, dependendo das propriedades da adição, a estabilização da resistência pode demorar alguns meses, em função das reações secundárias de hidratação.

De acordo com Mehta e Monteiro (2014) o tipo de aglomerante influencia significativamente a resistência do concreto porque o grau de hidratação afeta diretamente a porosidade, porém para idades mais avançadas, superiores a 28 dias, as diferenças entre o grau de hidratação de concretos com e sem adições pozolânicas deixam de existir.

O ambiente de cura também pode afetar significativamente a resistência do concreto. Corpos de prova curados no meio ambiente podem apresentar redução de resistência, devido à evaporação de água necessária às reações de hidratação ou por secagem da camada externa, que gera um gradiente de tensões (GUIMARÃES, 2002). Isto ocorre principalmente em concretos com adições minerais pozolânicas, cuja estrutura de poros foi alterada pela reação pozolânica, resultando em menor número de poros de maior dimensão, tornando mais difícil o alívio de tensões. Neville e Brooks (1987) e Dal Molin (1995) observaram redução, respectivamente, de 50% e 7% na resistência do concreto submetido a cura ao ar, destacando que diferentes condições de temperatura e umidade, assim como diferentes relações a/agl podem alterar drasticamente os resultados. Por outro lado, a cura de corpos de prova de concreto de cimento Portland por imersão em água durante longos períodos de tempo, superiores a 28 dias, pode propiciar uma hidratação adicional da pasta, devido à penetração de água no interior, com conseqüente aumento da resistência à compressão. Mehta e Monteiro (2014) afirmam que em idade mais avançadas a resistência de corpos de prova curados em

laboratório pode ser superior à do concreto no exterior devido à ausência de controle de temperatura durante a cura.

2.2.2 Módulo estático de elasticidade

O módulo de elasticidade pode ser definido como sendo a relação entre a tensão aplicada e a deformação instantânea, que se mantém constante até o limite de proporcionalidade. O módulo estático de elasticidade à compressão é um parâmetro de identificação da rigidez do concreto, que caracteriza a sua capacidade de deformação elástica, quando submetido à compressão, relacionando a tensão aplicada com a deformação instantânea obtida.

A NBR 8522 (ABNT, 2008) define o módulo de deformação estático como módulo de elasticidade tangente inicial, que corresponde ao módulo de elasticidade cordal entre 0,5 MPa e 30% da carga de ruptura.

O fenômeno da microfissuração progressiva que ocorre na interface entre o agregado graúdo e a pasta de cimento, mediante carregamento crescente, aliado às demais características do concreto, introduz uma série de complexidades que levam a um comportamento tensão-deformação não linear (ARAÚJO, 2008).

Para PETRUCCI (1987) os concretos de maior resistência têm maior inclinação no trecho inicial da curva tensão-deformação, por serem mais rígidos. Os concretos de menor resistência, por serem menos rígidos, apresentam maiores deformações na ruptura.

Para Mehta e Monteiro (2014), entre os fatores que afetam o módulo de elasticidade do concreto estão a porosidade da matriz cimentícia, a porosidade e a composição da interface na zona de transição e o agregado graúdo (dimensão máxima, fração volumétrica, porosidade e módulo de elasticidade do agregado), sendo este o fator que mais afeta o módulo. A relação direta entre a resistência e módulo de elasticidade no concreto é consequência da influência da porosidade das fases constituintes do material em ambas as grandezas, porém em graus distintos. A presença de vazios e fissuras na interface pasta agregado é um dos fatores determinantes para a redução do módulo de elasticidade. Com a utilização de pozolanas na mistura de concreto a porosidade da pasta e na interface da zona de transição diminui, o que contribui para aumentar a rigidez do concreto.

2.2.3 Durabilidade

Segundo Helene (1993), a durabilidade é uma propriedade fundamental do concreto endurecido, associada à capacidade do material resistir ao desgaste superficial, à ação de intempéries e ataques químicos e físicos, sem afetar suas propriedades e funcionalidade.

Para Mehta e Monteiro (2014), a durabilidade consiste na capacidade de uma estrutura em manter um desempenho requerido sob a influência de agentes agressivos durante determinado período de tempo (vida útil). Entre os fatores químicos que mais influenciam a durabilidade do concreto se destacam a lixiviação da pasta de cimento e reações expansivas devidas a ataque por sulfatos, reações álcali-agregado e corrosão das armaduras. Entre os fatores físicos que mais afetam a durabilidade do concreto se incluem a fissuração devida à variação de temperatura e umidade (retração) e causada pela cristalização de sais nos poros, o desgaste superficial e a exposição a temperaturas extremas.

Mehta e Gerwick (1982 *apud* MEHTA E MONTEIRO, 2014) constataram que a fissuração devida a gradientes normais de temperatura e umidade são uma das causas de deterioração física do concreto, assim como a exposição a temperaturas extremas, como congelamento ou altas temperaturas. Entre as causas de deterioração química, os autores destacam a hidrólise de componentes da pasta, que contêm cálcio, por água mole e a formação de produtos expansivos, devido ao ataque de sulfatos e à reação álcali-agregado.

Helene (1993) salienta que o tipo de cimento, a relação água/cimento e o grau de hidratação são os principais parâmetros que influenciam a absorção capilar de água, a permeabilidade, a migração de íons assim como todas as propriedades mecânicas do concreto, entre as quais, o módulo de elasticidade e a resistência à compressão, afetando não só o desempenho mecânico como também a durabilidade do concreto.

Na temperatura ambiente, a durabilidade está associada à porosidade e à permeabilidade uma vez que a água é o principal veículo de degradação da durabilidade do concreto, transportando agentes agressivos (íons cloretos, CO₂, entre outros), através da estrutura de poros do material (DIAMOND, 2004).

A redução da porosidade e da permeabilidade pode ser feita através da redução da relação água/aglomerante ou através da incorporação de adições minerais e de determinados resíduos na mistura do concreto. Para Andrade et al. (2003), a relação água/cimento e o processo de

cura influenciam o desempenho do concreto contra o ataque de agentes agressores e as adições minerais aumentam a resistência aos ataques químicos devido à redução do Ca(OH)_2 .

Para Vieira et al. (2008), a redução da relação água/aglomerante e a adição de sílica ativa melhoram significativamente a resistência do concreto contra a ação de agentes agressores.

De acordo com Sensale e Dal Molin (2001), a cinza da casca de arroz é eficaz na redução da permeabilidade e da capilaridade em concretos de alta resistência e convencionais.

2.3 A CINZA DE CASCA DE ARROZ COMO ADIÇÃO MINERAL

2.3.1 Reações químicas e físicas em pastas cimentícias com CCA

As cinzas minerais, provenientes de resíduos agroindustriais, que apresentam altas porcentagens de sílica e de outros óxidos, como a cinza da casca do arroz, vêm demonstrando bons resultados quando utilizadas como adição mineral em argamassas e concretos de cimento Portland (MEHTA e MONTEIRO, 1992 e 2014; SENSALÉ e DAL MOLIN, 2001; TASHIMA, 2006; TIBONI, 2007; POUÉY et al., 2007; TASHIMA et al., 2012; entre outros).

Na composição química média da casca de arroz se encontra aproximadamente 50% de celulose, 30% de lignina e 20% de sílica, em base anidra, sendo que a celulose e a lignina podem ser removidas por combustão controlada, deixando para trás a sílica numa forma vítrea e microporosa, de altíssima superfície específica (HOUSTON, 1972; MEHTA e PITT, 1977).

A cinza de casca de arroz (CCA) produzida a partir da queima da casca em temperaturas elevadas, aproximadamente 600°C , possui na maior parte da sua composição química o dióxido de silício (SiO_2) em estado amorfo, que geralmente varia entre 74 a 97%, independentemente do processo de queima (TASHIMA, 2006). De acordo com o autor, a produção de uma CCA com boas características necessita de um controle de temperatura e tempo de queima e de moagem, no entanto, o que se obtêm, habitualmente, são cinzas de cor escura com um elevado conteúdo de carbono, o que as torna pouco atrativas do ponto de vista comercial.

No processo de queima da casca de arroz a matéria orgânica é eliminada e através da combinação do silício (Si) com o oxigênio (O_2) se obtém o dióxido de silício, conhecido como sílica (SiO_2), que é um material potencialmente reativo na sua forma amorfa. No processo de moagem se procura, através de um tratamento físico, reduzir a granulometria do material de forma a obter a maior superfície específica possível.

A temperatura de queima, a taxa de aquecimento e o ambiente de queima, entre outros fatores, afetam significativamente a reatividade da cinza, pois influenciam não só a forma estrutural da sílica, como também a superfície específica das partículas e o teor de carbono remanescente (CORDEIRO, 2009).

Quando produzida a partir de queima controlada com temperatura em torno de $600^\circ C$ e finamente moída, a CCA possui sílica em estado amorfo, isto é vítreo, altamente reativa, pois quando apresenta estrutura cristalina a sua reatividade é muito pequena. Por outro lado, algumas pesquisas mostram que algumas cinzas podem apresentar características pozolânicas satisfatórias mesmo que obtidas através de processos de queima não controlados (POUEY et al., 2007; ISAÍA et al., 2010). A difratometria de raios X (DRX) permite a identificação dos polimorfos da sílica e de outros minerais, enquanto que o teor de sílica amorfa pode ser determinado pelo método de Rietveld, a partir da análise de DRX, uma vez que permite a quantificação das fases cristalinas.

De acordo com Boateng e Skeete (1990 *apud* CORDEIRO, 2009), a coloração da CCA está associada ao processo de combustão e às transformações que ocorrem na estrutura da sílica presente na cinza. A cor branca indica a completa oxidação do carbono da cinza, com a formação de sílica na forma de cristobalita e tridimita. Por outro lado, cor mais escura indica a presença de um maior teor de carbono.

O potencial pozolânico da cinza de casca de arroz depende não só do teor de sílica amorfa, mas também, da sua superfície específica, que está diretamente correlacionada à finura do material. Para Tashima (2006), a temperatura de queima da casca de arroz é proporcional ao tempo de moagem da CCA, porque o aumento da temperatura provoca o agrupamento das partículas, sendo necessário um maior tempo de moagem.

O principal mecanismo de endurecimento de pastas contendo pozolanas é uma combinação da reação de hidratação do cimento e da reação pozolânica, que, dependendo da granulometria da pozolana, pode ocorrer muito mais lentamente do que a rápida hidratação do cimento

(TAYLOR, 1997). Na presença de água, a sílica da CCA finamente moída solubiliza em meio alcalino e reage com o hidróxido de cálcio (CH) proveniente da hidratação do cimento Portland para formar novos silicatos de cálcio hidratados (C-S-H). O C-S-H secundário resultante da reação pozolânica é semelhante ao C-S-H produzido na hidratação do cimento Portland, no entanto, devido à menor relação Ca/Si, tem maior estabilidade e poder aglomerante (CORDEIRO, 2009).

As Equações 3 e 4 resumem a formação de C-S-H no concreto com pozolanas, obtido através da hidratação do cimento e da reação pozolânica (MEHTA e MONTEIRO, 2014).



onde, C_3S – alita; C_2S – belita; H_2O - água; C-S-H – silicato de cálcio hidratado; Ca(OH)_2 – hidróxido de cálcio; SiO_2 – sílica.

Os grãos de CCA atuam como um local de precipitação para as fases hidratadas adicionais. Na Figura 2.4, é possível observar, através da análise de MEV, o efeito da nucleação das partículas de CCA, com formação de cristais de C-S-H secundário, conferindo uma maior compacidade à mistura de concreto.

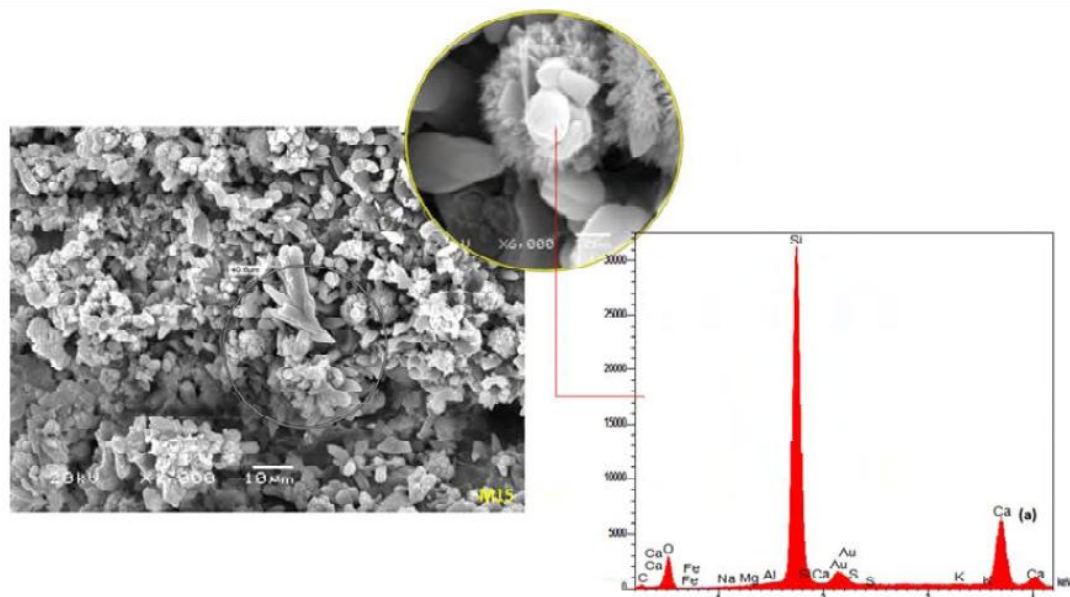


Figura 2.4 – MEV e EDS de concreto com CCA (DUART, 2008)

A Figura 2.5 mostra, através da análise térmica, utilizando a primeira derivada da termogravimetria (DTG), as diferenças nos compostos de pastas de cimento Portland convencional e pastas com 30% de substituição, em massa, de CCA, devidas à reação pozolânica e decorrentes da evolução do processo de endurecimento, entre 7 e 120 dias.

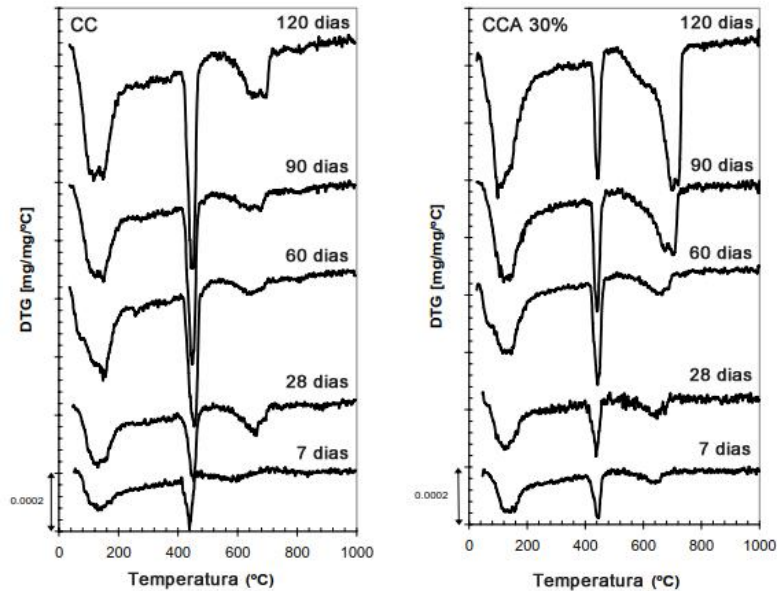


Figura 2.5 – DTG de pastas cimentícias (a) cimento Portland (b) pasta com 30% de substituição de CCA (CIZER et al., 2006)

Na Figura 2.5 se observa um pico na curva DTG na temperatura de aproximadamente 110°C, devido à perda de massa provocada pela evaporação da água nos poros, pela decomposição da etringita e pela desidratação do C-S-H. A cerca de 160°C a perda de massa está associada à desidratação do monossulfato (AF_m). A perda de massa brusca devida à decomposição do hidróxido de cálcio ocorre aproximadamente em 450°C e entre 500°C e 800°C a perda de massa é consequência da decomposição das fases carbonatadas. A substituição parcial do cimento por 30% de CCA provocou uma redução do teor de hidróxido de cálcio, um aumento das fases hidratadas e um aumento das fases carbonatadas (CIZER et al., 2006).

A formação de fases hidratadas secundárias, devido à reação pozolânica, altera a distribuição dimensional dos poros na microestrutura da pasta endurecida. No concreto convencional os poros apresentam uma variação pequena nas suas dimensões, enquanto que no concreto com CCA a dimensão dos poros tem uma distribuição dimensional mais ampla, com diminuição nos macroporos e um aumento nos poros finos, inferiores a 50 nm. O refinamento dos poros confere maior resistência e durabilidade ao concreto (ISAIA, 1995; MEHTA, 1981; MEHTA E GJORV, 1982; CHENGZHI et al. 1996 *apud* CIZER et al., 2006).

Para Zhang, Lastra e Malhotra (1996), a incorporação da CCA consegue reduzir a porosidade do concreto e a quantidade de Ca(OH)_2 na interface da zona de transição, o que contribui para aproximar o agregado e a pasta de cimento.

Além da capacidade de reagir quimicamente através da reação pozolânica, devido às dimensões reduzidas das partículas, a CCA poder ter, dependendo do grau de moagem, a capacidade física de preenchimento dos vazios entre as partículas de cimento e na interface agregado-pasta, melhorando o empacotamento do sistema, conhecido como efeito microfíler, provocando a redução do tamanho dos poros e da porosidade do concreto (CORDEIRO, 2009).

O hidróxido de cálcio é o produto de hidratação mais fácil de ser solubilizado e lixiviado pela água, por isso, o seu consumo devido à reação pozolânica implica no aumento da durabilidade do concreto. Por outro lado, no concreto armado o Ca(OH)_2 mantém o pH elevado, contribuindo para a estabilidade da camada passivadora alcalina que protege o aço da armadura, e por isso, a incorporação de adições pozolânicas na mistura de concreto deve levar isto em consideração.

Convém referir, como a superfície específica da CCA é maior que a do cimento, a sua incorporação na mistura provoca uma redução na trabalhabilidade do concreto. Dependendo da proporção de CCA pode ser necessário utilizar aditivos superplastificantes, cujo custo é superior ao custo dos plastificantes normais, o que pode impactar no preço final do metro cúbico de concreto.

2.3.2 Efeito da adição mineral de CCA na resistência mecânica e na durabilidade do concreto

Para Mehta (1992) teores entre 10% e 20% de substituição de CCA são suficientes para o aumento de resistência mecânica e a significativa redução da permeabilidade do concreto frente a agentes agressivos, como cloretos, sulfatos e CO_2 , sem provocar efeitos adversos ao material. Em seus ensaios Mehta e Folliard (1995) obtiveram, aos 28 dias de idade, aumentos entre 5% e 13%, na resistência à compressão de concretos especiais com 15% de substituição em massa de cimento Portland por CCA e relações a/agl , respectivamente, de 0,3 e 0,35. As reduções na permeabilidade aos cloretos foram entre 75% e 80%.

Para Singhania (2004) a cinza de casca de arroz pode ser uma super pozolana e a sua utilização como substituição mineral de cimento por CCA, em proporções reduzidas, compreendidas entre 5% e 10%, melhora a resistência e diminui a permeabilidade do concreto. A incorporação de CCA no concreto aumenta o empacotamento da mistura, diminuindo a porosidade, conseqüentemente reduzindo o teor de absorção de água (MALHOTRA e MEHTA, 1996). Para teor de substituição de 10% de CCA, Malhotra e Mehta (1996) obtiveram aumento de aproximadamente 6% e 10% na resistência do concreto, respectivamente, aos 28 e 180 dias de idade. Sensale e Dal Molin (2001) observaram, através de ensaios de absorção capilar e de permeabilidade, que a cinza da casca de arroz contribui para a redução da permeabilidade e da capilaridade do concreto, o que contribui para aumentar a durabilidade do material.

Sensale (2006) testou aos 7, 28 e 91 dias concretos com diferentes relações a/agl (0,32, 0,40 e 0,50) e diferentes teores de substituição (10% e 20%, em volume) de diferentes CCA, sendo uma cinza parcialmente cristalina e outra amorfa, obtida a partir de queima controlada. A autora concluiu que a utilização de ambas as cinzas provocou o aumento da resistência à compressão do concreto logo nas primeiras idades, porém na idade mais avançada, de 91 dias, a utilização de 20% de CCA amorfa produziu os melhores resultados, como mostra a Figura 2.6.

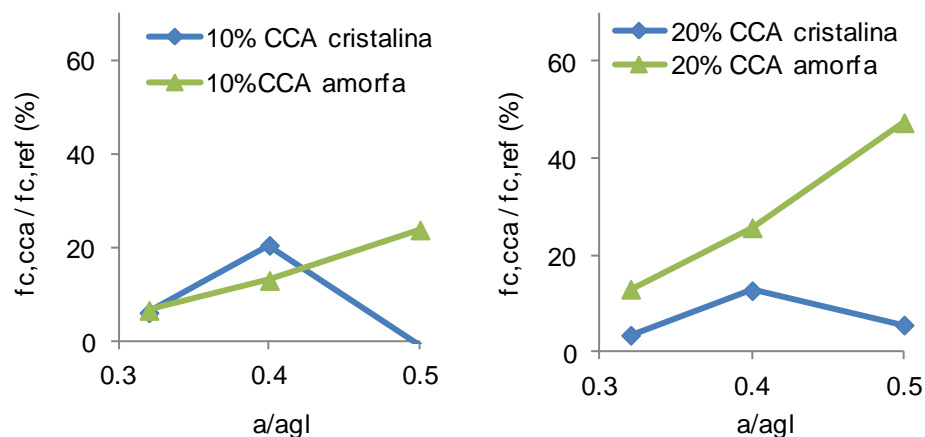


Figura 2.6 – Resistência à compressão de concretos com diferentes relações a/agl e diferentes teores de substituição de CCA parcialmente cristalina e CCA amorfa (a) 10% (b) 20% (SENSALE, 2006)

Utilizando 10% de substituição em volume de cimento Portland por CCA, obtida a partir de queima controlada, aos 91 dias de idade a resistência do concreto à compressão aumentou aproximadamente 6,5%, 13% e 24%, respectivamente para relação a/agl igual a 0,32, 0,4 e

0,5. Nos concretos com 20% de substituição da mesma CCA a resistência à compressão aumentou cerca de 13%, 26% e 47%, respectivamente, para relação a/agl igual a 0,32, 0,4 e 0,5. Sensale (2006) concluiu que o aumento da resistência provocado pela CCA residual se deveu ao efeito filer, enquanto que os ganhos obtidos com a CCA amorfa foram essencialmente devidos à reação pozolânica, e que a incorporação de CCA amorfa contribuiu significativamente para reduzir a permeabilidade do concreto por difusão ao ar.

Isaia (1995) concluiu que a substituição de até 30% de cimento Portland por uma mistura de CCA com teor de sílica inferior a 80%, composta de 50% de cinza obtida a partir de queima controlada e 50% de cinza obtida sem controle de queima, moída e peneirada, contribuiu para reduzir a porosidade do concreto e melhorar a resistência à penetração de cloretos. Para Isaia et al. (2010) a utilização de 15% de CCA seja moída ou natural, sem moagem prévia, em substituição ao cimento Portland, permite reduzir o consumo de cimento e obter concretos economicamente viáveis utilizados para fins estruturais, sem prejudicar a resistência e o módulo de elasticidade. Em concretos especiais com substituição de 15% de CCA moída e CCA natural os autores obtiveram aumentos na resistência à compressão aos 91 dias, respectivamente, de 11% e 18%, relativamente ao concreto de referência com relação a/agl de 0,56. Para relação a/agl de 0,46 os aumentos foram de 16% e 32%. Os autores observaram, também, que a incorporação das CCA provocou o refinamento dos poros.

Rodrigues e Beraldo (2010) constataram que os corpos de prova de argamassa convencional e argamassa com 5%, 10% e 15% em massa de substituição de CCA com baixa reatividade, acondicionados no exterior durante 5 meses obtiveram menor resistência à compressão do que os corpos de prova acondicionados em laboratório e, de forma geral, a velocidade de pulso ultrassônico (VPU) diminuiu com a redução da resistência.

Tashima et al. (2012) observaram em seus experimentos o aumento da resistência à compressão, mais significativa para idades maiores, em argamassas produzidas com 10% e 15% de teor de substituição de cimento Portland por CCA amorfa. A CCA foi obtida com queima não controlada, em temperatura de 850°C, durante 36 horas, e, posteriormente, foi moída por 20 minutos. Aos 28 dias de idade o aumento da resistência à compressão, relativamente ao traço de referência, foi de 10% e 16%, respectivamente, para os teores de substituição em massa de 10% e 15%.

Pereira et al. (2015) obtiveram, aos 28 dias de idade, aumentos de aproximadamente 24% na resistência à compressão e 7% na resistência à tração, obtida por compressão diametral, sem prejudicar significativamente o módulo de elasticidade de concretos e argamassas especiais, produzidos com 5% de teor de substituição em massa de cimento Portland por CCA amorfa, obtida a partir de queima sem controle de temperatura e moagem durante 30 minutos.

Cizer et al. (2006) obtiveram aumentos na resistência à flexão de 75% e 94%, respectivamente, ao final de 6 meses e 1 ano, em argamassas especiais de cimento Portland com 50% de substituição mineral de CCA parcialmente cristalina. Para teor de 30% de CCA o aumento da resistência foi de 45% e 68%, respectivamente, após 180 e 360 dias.

Ganesan et al. (2008) observaram em seus experimentos que a utilização de CCA amorfa em teores de até 20 % de substituição em massa de cimento Portland produziu aumento significativo na resistência à compressão do concreto, aos 7, 14, 28 e 91 dias de idade. O maior ganho de resistência, de 20%, se observou para o concreto com 15% substituição de CCA. Aos 91 dias de idade, a absorção de água reduziu significativamente nos concretos com até 25% de CCA, sendo que a redução máxima foi de aproximadamente 42% para o concreto com 20% de substituição.

Habeeb e Mahmud (2010) obtiveram ganhos de aproximadamente 25% na resistência à compressão de concreto com 10% de substituição de cimento Portland por CCA amorfa, e observaram que até 20% de substituição as propriedades do concreto não são afetadas negativamente.

Barbosa (2006) obteve, aos 63 dias de idade, ganhos na resistência à compressão de concretos de alto desempenho (CAD), com substituição de 5% de cimento Portland por CCA amorfa e CCA cristalina, respectivamente, de 29% e 10%. Quanto à resistência à tração, obtida por compressão diametral, na mesma idade, a incorporação de 5% de CCA amorfa e cristalina provocou aumento, respectivamente, de 16% e 5%. No módulo de elasticidade aos 63 dias de idade registraram-se aumentos de 5% incorporando 5% de cinza amorfa, enquanto que a utilização de cinza cristalina não provocou aumento do módulo relativamente ao concreto padrão. Na absorção de água por imersão, aos 28 dias de idade, foram obtidos resultados favoráveis com a substituição de 5% de CCA, quer amorfa e cristalina, respectivamente, reduções de 37% (de 2,55% para 1,60%) e 33% (de 2,55% para 1,70%).

Apesar dos resultados promissores demonstrados ao longo dos anos por vários pesquisadores, a cinza de casca de arroz ainda não é amplamente aceita no mercado da construção civil, essencialmente devido à falta de padronização dos processos de produção que influenciam a reatividade e a cor da cinza, à possibilidade de ocorrência da reação álcalis-sílica (RAS) em algumas cinzas, e aos custos associados ao forno que cumpra com os requisitos necessários para a queima controlada da casca de arroz.

3 O EFEITO DAS ALTAS TEMPERATURAS E DA REIDRATAÇÃO NO CONCRETO

Geralmente, o concreto é considerado como um material resistente ao fogo devido à natureza dos materiais constituinte, essencialmente inertes, à baixa condutividade térmica e à elevada capacidade calorífica.

A degradação do concreto decorrente da ação de temperaturas elevadas é lenta e complexa. Em temperaturas acima de 100°C a heterogeneidade do concreto é realçada devido às transformações físicas, químicas e mineralógicas complexas que ocorrem na pasta de cimento endurecida e nos agregados, com conseqüente degradação das propriedades mecânicas. Essas transformações incluem a evaporação da água presente na mistura de concreto, reações químicas de desidratação da pasta, com a decomposição do gel de C-S-H e a conversão do hidróxido de cálcio em óxido de cálcio e mudanças de fase cristalina nos agregados. O calor também provoca mudanças na estrutura de poros da pasta de cimento hidratada e fissuração associada às extensões térmicas diferenciais entre agregados e pasta (PIMIENTA e HAGER, 2002; LUCCIONI et al. 2003 *apud* SANTOS, 2012; HAGER, 2013).

3.1 ALTERAÇÕES FÍSICO-QUÍMICAS NO CONCRETO EM ALTAS TEMPERATURAS

As transformações associadas à exposição do concreto às altas temperaturas ocorrem quer ao nível da microestrutura e da macroestrutura. Estas alterações estão relacionadas com dilatações térmicas diferenciais entre o agregado e a pasta de cimento e com a desidratação da pasta de cimento, devido à decomposição do silicato de cálcio hidratado (C-S-H) (LIMA, 2005).

Estudos prévios realizados anteriormente por Bazant e Kaplan (1996) mostram que a pasta de cimento endurecido desempenha um papel chave no processo de deterioração do concreto sob a ação de elevadas temperaturas, com destaque para o início da dissociação do hidróxido de cálcio (CH) em 400°C, prosseguindo até à destruição completa do gel de silicato de cálcio-hidratado (C-S-H) aproximadamente em 900°C. Como resultado dessas mudanças, o concreto perde gradualmente ou de forma mais acentuada, a sua resistência mecânica e durabilidade.

A pasta de cimento é bastante vulnerável à ação das temperaturas elevadas, e as alterações nas fases cimentícias dependem de diversos fatores, entre os quais, a composição mineralógica do cimento e a relação Ca/Si (CaO/SiO_2). Para temperaturas até 80°C a pasta de cimento hidratada permanece quimicamente estável. Com a ação do calor a água livre começa lentamente a evaporar e em 100°C ocorre a evaporação total da água livre, contida nos poros. A decomposição da etringita pode ocorrer antes de 100°C . Após o resfriamento, a etringita pode formar-se novamente, devido à reidratação do concreto (SANTOS, 2012).

A partir de 100°C a pasta de cimento começa a perder a estabilidade. A desestruturação química do gel de C-S-H e a evaporação da água quimicamente ligada se iniciam por volta dos 150°C e a desidratação dessa fase é relativamente rápida até 300°C . A composição mineralógica e a relação Ca/Si da pasta endurecida tem influência nos diferentes tipos de silicatos de cálcio resultantes da desidratação do C-S-H (CÁNOVAS, 1988; CASTELLOTE et al. 2004). Até 200°C ocorre uma ligeira expansão térmica da pasta endurecida, mas a partir deste patamar a retração da pasta se inicia e vai-se intensificando à medida que a temperatura sobe, com conseqüente aumento do volume e do tamanho dos poros.

Entre 400°C e 600°C ocorre a dessecação dos poros, juntamente com a decomposição dos produtos de hidratação, e a degradação do gel de C-S-H evolui. Aproximadamente em 500°C dá-se a desidratação do hidróxido de cálcio que conduz à formação de óxido de cálcio e água, que evapora com o calor. A decomposição da portlandita explica a redução significativa da resistência do concreto neste patamar. A degradação do gel de C-S-H provoca um aumento significativo na porosidade da pasta. Próximo a 550°C há um aumento significativo da quantidade de CaO na pasta de cimento, devido à decomposição da portlandita (HAGER, 2013).

Para Taylor (1997) a análise termogravimétrica (TGA) é a melhor forma de se avaliar a perda de massa em pastas de cimento. Entre 105°C e 440°C a perda de massa está associada à desidratação do C-S-H. Entre 440°C e 580°C a perda de massa é devida essencialmente à decomposição da portlandita em CaO e água. A perda de massa acima de 580°C deve-se em parte à decomposição acentuada do C-S-H. Perdas de massa acima de 3% podem indicar descarbonatação acentuada do CaCO_3 .

Para Khoury (1992), Neville (2015), Lima (2005) e Wendt (2006) quando o concreto é submetido a temperaturas superiores a 600°C e depois resfriado, se dá a reidratação do CaO, formando portlandita secundária, que tem arranjo cristalino qualidade inferior e se decompõe em temperaturas mais baixas. Esta reidratação provoca expansões, com consequente aumento da porosidade e da fissuração, podendo provocar a desagregação do concreto.

A partir de 600°C a decomposição do gel de C-S-H se acentua, prosseguindo até à destruição completa do gel aproximadamente em 900°C. Para temperaturas superiores a 800°C, ocorre a transformação da estrutura hidráulica da pasta para estrutura cerâmica e entre 1100°C e 1200°C dá-se a sinterização da pasta. Após o resfriamento, todas as fases cimentícias podem se reidratar, no entanto, as partículas anidras permanecem inalteradas ao longo de todo o processo (LIMA, 2005).

Sob a ação das altas temperaturas os agregados sofrem expansões que podem ser agravadas pelas transformações minerais que ocorrem na estrutura interna. Agregados silicosos contendo quartzo (granito, arenito e gnaisse), sofrem uma expansão súbita de 0,85%, em temperaturas próximas de 570°C, devido à transformação cristalina do quartzo da forma α para β , podendo causar danos ao concreto (NEVILLE, 2015; LIN et al., 1996).

As dilatações térmicas diferenciais, associadas à expansão dos agregados e à retração da matriz da pasta de cimento, originam tensões na interface agregado-matriz, o que pode provocar a fissuração e a fratura nessa região (GEORGALI e TSAKIRIDIS, 2005).

Os agregados de origem calcária apresentam expansões similares às dos silicosos somente a partir de 700°C quando ocorrem as reações de descarbonatação. A dilatação térmica diferencial entre matriz cimentícia e agregado é menor nos concretos com agregados calcários e como a sua calcinação é endotérmica, o aumento da temperatura no interior do concreto é dificultado. No entanto, a calcinação causa expansão e fragmentação dos agregados e libertação de gás carbônico (LIN et al., 1996).

A Tabela 3.1 resume as principais modificações físicas e químicas que ocorrem no concreto convencional com o aumento a temperatura de exposição.

Tabela 3.1 – Principais modificações físico-químicas no concreto devido ao aumento da temperatura (Fonte: Autor com base em SCHNEIDER e DIEDRICH, 1981 *apud* KIRCHHOF, 2010; LIMA, 2005; HAGER, 2013)

Temperatura (°C)	Transformações físico-químicas	
Até 100	Evaporação da água livre e aumento da permeabilidade	
100 a 300	Início da evaporação da água quimicamente combinada e da desidratação do C-S-H	<i>Spalling</i>
A partir de 200	Retração da pasta de cimento	
A partir de 300	Aumento acentuado da porosidade e microfissuras	
400 a 550	Decomposição do CH: $\text{Ca(OH)}_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$	Fissuração significativa (entre 400 e 600°C)
570	Expansão dos agregados siliciosos com transformação do quartzo da forma α para β (573°C)	
600 a 800	Decomposição acentuada do C-S-H com formação de $\beta\text{-C}_2\text{S}$ e descarbonatação do agregado calcário	
780	Recristalização das partículas de cimento não hidratadas	
800 a 1000	Perda total da água quimicamente combinada. Decomposição da calcita (entre 930 e 960°C)	
1100 a 1200	Derretimento do concreto	

Com o aquecimento do concreto, a pasta de cimento endurecida contrai e o agregado expande. Devido à incompatibilidade nas extensões térmicas entre agregado e pasta a zona de transição é particularmente afetada pela ação das altas temperaturas, sendo que a porosidade aumenta nessa região e as fissuras que surgem na pasta podem evoluir para fraturas nos agregados adjacentes.

A porosidade total do concreto aumenta com o aumento da temperatura. A redução do volume das fases hidratadas devido à perda de água leva à formação de vazios que contêm ar e ao aumento da estrutura de poros, reduzindo a rigidez e a resistência do concreto. Entre 100°C e 300°C, a porosidade aumenta devido à desidratação do gel de C-S-H. Para temperaturas mais elevadas, a dimensão dos poros aumenta devido ao aparecimento de microfissuras causadas pela incompatibilidade térmica entre agregado e matriz (SANTOS, 2012).

Na Figura 3.1 é possível visualizar que, tanto a porosidade total, como o tamanho dos poros da pasta de cimento Portland aumentaram com a subida da temperatura.

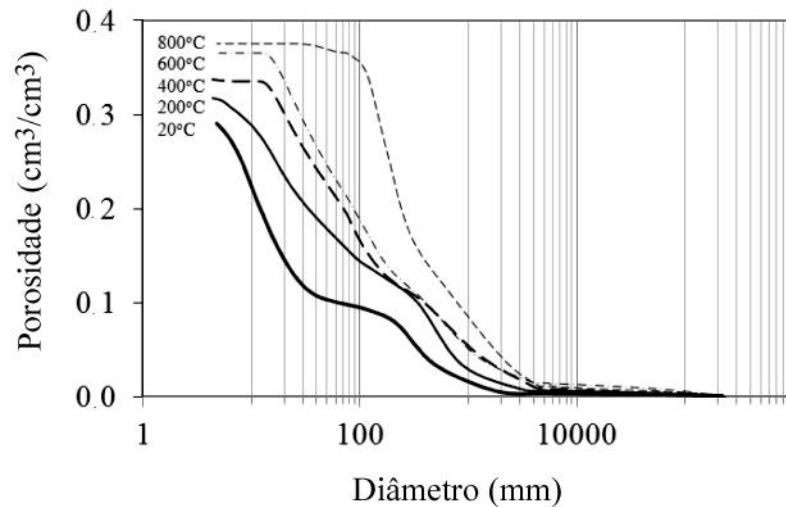


Figura 3.1 – Evolução do volume de poros acumulado com o aumento da temperatura em pasta de cimento Portland com relação a/agl igual a 0,6 (HAGER, 2013)

Luo et al. (2000) observaram que após exposição a 800°C a porosidade total do concreto de alta resistência (CAR) aumentou mais acentuadamente relativamente ao aumento observado no concreto convencional, provocando maior redução na resistência. A porosidade aumentou mais acentuadamente nos corpos de prova resfriados lentamente, entre 160% e 300%. Já após o resfriamento brusco, o aumento foi menor, de até 175%.

Para HAGER (2013) o aumento da porosidade se deve à redução do volume da pasta, devido à desidratação do gel de C-S-H. O aumento da temperatura provoca aumento não só aumento da porosidade total, como também da dimensão média dos poros.

Em concretos de resistência convencional o aumento da porosidade total é linear, enquanto que para concretos de alta resistência a porosidade aumenta de forma não linear, aumentando significativamente acima de determinados níveis de perda de massa (LIMA, 2005).

Em concretos com baixa permeabilidade submetidos à ação das altas temperaturas a saída do vapor de água através dos poros é dificultada o que provoca um aumento da pressão interna nos poros. A poro-pressão associada à baixa resistência à tração do concreto, leva à formação de microfissuras podendo originar redução significativa da resistência (KALIFA et al., 2000; ANDERBERG, 1997).

Em concretos de maior resistência, menos porosos, se a taxa de aquecimento for elevada, podem ocorrer lascamentos explosivos (*spalling*), com consequente perda de camadas superficiais de concreto. (KHOURY, 2000; COSTA et al., 2002; KIRCHHOF, 2010).

De acordo com Malhotra (1982), o *spalling* é provocado pelo desenvolvimento de altas pressões de vapor nos poros, com formação de fissuras no interior do concreto, paralelas à superfície; sob determinadas condições de tensão, ocorre o arrancamento explosivo das camadas superficiais do concreto.

Para Hertz (1992), o lascamento explosivo ocorre habitualmente para taxas de aquecimento mais elevadas, superiores a 10°C/min, no entanto, em concretos de alta resistência que contenham microssílica o *spalling* pode ocorrer para taxas de aquecimento de 1°C/min.

De acordo com Costa (2002) o *spalling* explosivo é frequente em concretos de alta resistência, no entanto, não ocorre se a taxa de aquecimento for muito baixa, na ordem de 1°C/min a 5°C/min.

Nas estruturas de concreto armado, o aumento da temperatura provoca a retração térmica da pasta de cimento e dilatações térmicas diferenciais entre o aço e o concreto, ou seja, as tensões de serviço são agravadas por tensões internas devidas à ação térmica. Dependendo do grau de severidade, a fissuração pode progredir para fraturas significativas e a redução acentuada da resistência mecânica pode levar, em último caso, ao colapso da estrutura (BAZANT e KAPLAN, 1996).

3.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO EM ALTAS TEMPERATURAS

Quando o concreto é exposto a altas temperaturas, a sua composição química e a estrutura física sofrem alterações consideráveis, o que resulta numa redução significativa resistência à compressão.

3.2.1 Resistência à compressão simples

Para Neville (2015), o comportamento do concreto em altas temperaturas é influenciado por um grande número de variáveis e como os ensaios são realizados em condições diferenciadas os resultados experimentais variam bastante. Entre os fatores que influenciam a resistência do

concreto em altas temperaturas o autor destaca a diferença de tensões atuantes, o teor de umidade do concreto; o tempo de exposição ao calor e o modo de resfriamento.

Para Khoury et al. (2002) os principais fatores que afetam a resistência residual do concreto em altas temperaturas são a composição do concreto, o teor de umidade, o nível de carga durante o aquecimento, as condições de ensaio a quente ou residual (após resfriamento), a taxa de aquecimento, a taxa de resfriamento, o tempo de exposição a altas temperaturas, o período de tempo após o arrefecimento até à realização do ensaio de compressão e o número de ciclos térmicos. Independente das condições de ensaio existe um consenso geral na literatura, como mostra a Figura 3.2, de que a resistência diminui com o aumento da temperatura e essa redução é mais acentuada para temperaturas acima de 400°C.

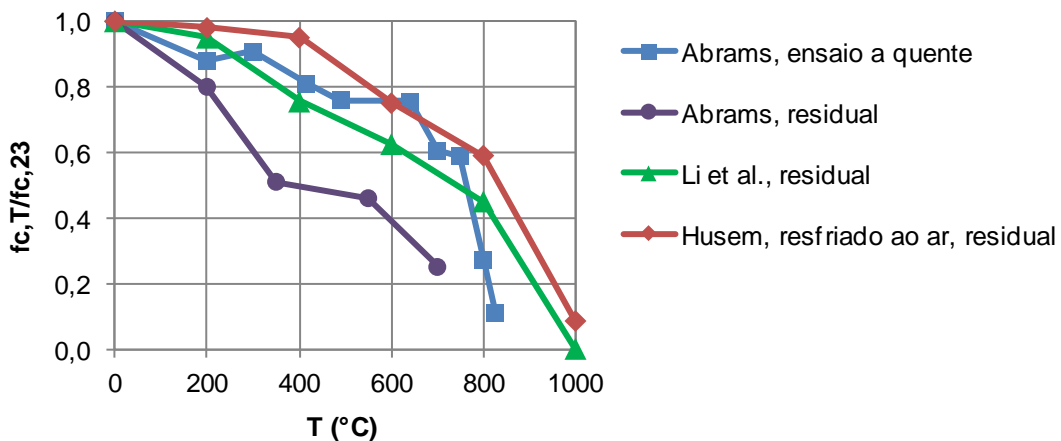


Figura 3.2 – Resistência residual à compressão em função da temperatura, para diferentes concretos e diferentes condições de ensaio (SILVA et al. 2010 *apud* SANTOS, 2012)

A literatura especializada refere que a perda de resistência no concreto devida à ação das altas temperaturas é causada em grande parte pela desidratação dos compostos hidratados e que para faixas de temperatura entre 400°C e 600°C, onde ocorre a desidroxilação da portlandita, a resistência mecânica diminui significativamente, com a maior perda ocorrendo em temperaturas entre 500°C e 600°C (PETRUCCI, 1987; CÁNOVAS, 1988; MEHTA e MONTEIRO, 2014; BAZANT e KAPLAN, 1996; NEVILLE 2015, CASTELLOTE et al., 2004; LIMA, 2005; WENDT, 2006; SOUZA e MORENO JUNIOR, 2010; SANTOS, 2012).

Lea e Stradling (1922 *apud* Khoury, 1992) observaram que as tensões originadas pela diferença que existe entre os coeficientes de expansão térmica do agregado graúdo e da pasta de cimento endurecida contribuem para o aparecimento de microfissuras na pasta de cimento,

reduzindo a resistência do concreto. A decomposição do hidróxido de cálcio contribui significativamente para a redução da resistência do concreto submetido a altas temperaturas, uma vez que o óxido de cálcio resultante da decomposição da portlandita, prejudica a característica refratária do concreto. Para amenizar esse problema é recomendado adicionar pozolanas e sílica ativa à mistura de concreto.

De acordo com Landi (1986 *apud* SOUZA, 2010) a temperatura de exposição afeta significativamente a resistência à compressão do concreto; para temperaturas superiores a 600°C a degradação do concreto é mais significativa e as camadas superficiais mais quentes tendem a separar-se das camadas internas mais frias.

Mohamedbhai (1986) avaliou experimentalmente a influência do tempo de exposição e taxa de aquecimento na resistência à compressão do concreto de resistência normal em altas temperaturas, obtendo diferenças significativas entre os resultados, em alguns casos, superiores a 80%. Em concretos expostos durante uma hora após alcançar os níveis de temperatura de ensaio, o autor relatou valores para a resistência residual entre 77% a 85% em 200°C, 68% a 83% para 400°C, 48% a 69% na temperatura de 600°C e 29% a 34% em 800°C.

Para Bazant e Kaplan (1996), até temperaturas de 100°C o concreto convencional de cimento Portland mantém inalteradas as suas propriedades mecânicas. Em 200°C a resistência residual do concreto de resistência normal pode variar entre 85% e 110% da resistência inicial (na temperatura ambiente). Para temperaturas superiores a 200°C, a resistência do concreto à compressão diminui de uma forma quase linear. Entre 300°C e 400°C inicia-se uma redução acentuada na resistência do concreto, cerca de 20%, e essa redução é acompanhada por fissuração superficial notoriamente visível.

De acordo com Neville (2015), 600°C pode ser considerado o limite de temperatura para garantir a integridade estrutural de concretos de cimento Portland.

De acordo com Georgali e Tsakiridis (2005), entre 200°C e 250°C ocorre a primeira redução significativa na resistência à compressão do concreto aquecido e em 550°C a redução pode variar entre 55% e 70% da resistência inicial.

Para Petrucci (1987), na temperatura de 300°C ocorre a primeira redução significativa da resistência do concreto submetido a altas temperaturas, em 600°C há uma redução acentuada

da resistência à compressão do concreto, de aproximadamente 50%, e em 900°C a resistência é praticamente nula. Para Souza e Moreno Junior (2010) a perda de água livre e da água contida no gel do cimento tem como consequência um grau elevado de fissuração superficial e os agregados se expandem dando lugar a tensões internas, o que pode explicar o decréscimo acentuado em 600°C.

Para Phan (1996) as propriedades mecânicas do concreto são significativamente afetadas pela exposição às altas temperaturas, destacando que após exposição a 300°C e a 600°C a resistência residual à compressão do concreto é próxima de, respectivamente, 75% e 25%.

Tanto o concreto convencional quanto o concreto de alta resistência tem a sua resistência reduzida com a ação das altas temperaturas, sendo que a perda de resistência depende fortemente da temperatura e do tempo de exposição (CASTILLO e DURRANI, 1990; TOUMI et al., 2009).

Wendt (2006) estudou os efeitos das altas temperaturas em corpos de prova de concreto de resistência convencional, de 25 MPa, aquecidos em forno elétrico a 27,4°C/min e mantidos na temperatura constante durante 30 minutos, depois de atingida a temperatura de ensaio. Foi observado que os resultados foram próximos dos obtidos por Lima (2005), sendo que ocorreu uma redução gradativa na resistência à compressão dos concretos com o aumento da temperatura, que se acentuou a partir de 600°C. Em 900°C a resistência média residual foi inferior a 20% da resistência inicial. Comparando esses resultados com outros estudos, se observou que o decréscimo da resistência com o aumento da temperatura foi menor do que o obtido para tempos de exposição ao calor maiores.

Lima et al. (2003) compararam concretos convencionais e de alta resistência submetidos à ação das altas temperaturas e observaram que à medida que a compactação do concreto foi aumentando, a degradação aumentou proporcionalmente.

Para Kodur e Sultan (1998) a porosidade dos concretos convencionais permite a migração do vapor de água, gerado durante o aquecimento do concreto, para a superfície, porém nos concretos de alta densidade a baixa permeabilidade impede a saída do vapor, saturando os poros e elevando as pressões internas, o que acelera a degradação do concreto em altas temperaturas.

Em 2005, Lima estudou a ação das altas temperaturas em corpos de prova de concretos convencionais, de 25 MPa (baixa compactidade), e de alta resistência, de 70 MPa, (alta compactidade), com e sem adições minerais de sílica ativa e metacaulim, submetidos a altas temperaturas. Os corpos de prova foram aquecidos em forno elétrico, utilizando uma taxa de aquecimento de 27,4°C/min, o patamar de temperatura foi mantido constante durante 30 minutos, e após o aquecimento as amostras permaneceram no forno resfriando lentamente. A análise dos resultados demonstrou que ambos os concretos tiveram um decréscimo de resistência similar devido ao aumento de temperatura (Figura 3.3), no entanto, a interação entre compactidade x temperatura de exposição foi estatisticamente significativa. Nos corpos de prova de concreto convencional não ocorreu *spalling*.

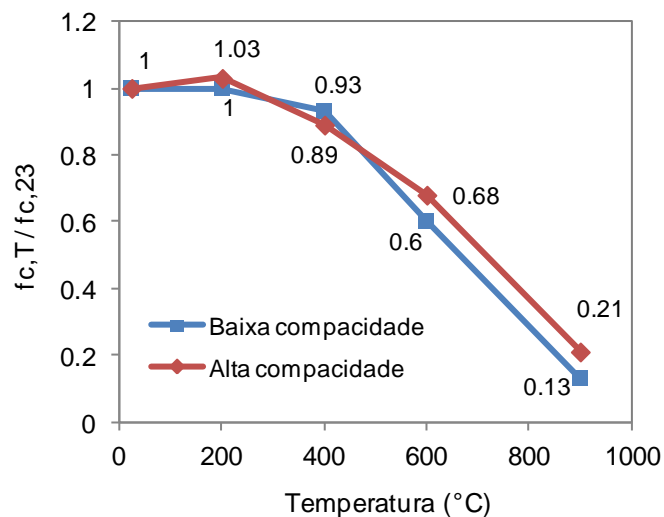


Figura 3.3 – Resistência à compressão em função da temperatura, para concretos com diferentes compactidades (LIMA, 2005)

O CAR é mais suscetível à ocorrência de *spalling* do que o concreto convencional devido à menor relação água/aglomerante e permeabilidade reduzida (KHOURY e ANDERBERG, 2000). Khoury (1992) e Chan et al. (2000) salientam que taxas de aquecimento superiores a 10°C/min provocam tensões térmicas que favorecem a ocorrência de *spalling* no concreto.

Anderberg (1997), Takano et al. (2001 *apud* LIMA, 2005) e Lima (2003 e 2005), entre outros, concluíram que a adição de fibras de polipropileno ao concreto de alta resistência contribuiu para reduzir a probabilidade de *spalling*, já que as fibras se decompõem com o calor, dando origem a vazios na pasta de cimento que permitem a saída do vapor de água, reduzindo os danos associados à poro-pressão.

Chan et al. (2000) relataram que a adição de fibras de aço na pasta de cimento contribuiu para melhorar o desempenho dos corpos de prova de concreto submetidos a altas temperaturas utilizando taxas de aquecimento entre 5°C/min e 7°C/min. Os resultados mostraram que o concretos de resistência convencional e de alta resistência apresentaram redução da resistência a compressão próxima e essa redução foi mais acentuada acima de 600°C.

Li, Qian e Sun (2004), concluíram que o decréscimo da resistência do concreto de alta resistência, de 70 MPa, foi maior do que a perda observada no concreto convencional, de 40 MPa. Para o concreto de 70 MPa a resistência residual, após aquecimento de acordo com a curva padrão ISO 834, foi 81%, 63% e 58% da resistência inicial, respectivamente, em 200°C, 400°C e 600°C. A resistência residual do concreto de 40 MPa foi 88%, 71% e 64% da resistência na temperatura ambiente, respectivamente em 200°C, 400°C e 600°C.

Nos ensaios de Takano et al. (2001) corpos de prova de concreto, com resistências à compressão variando entre 60 MPa e 100 MPa, foram aquecidos em forno elétrico até à temperatura de 600°C, utilizando taxa de aquecimento de 10°C/min. Foi observado que a resistência residual foi menor para concretos com menor relação água/aglomerante e que a adição de fibras de polipropileno à matriz cimentícia melhorou a resistência residual do concreto aquecido.

Min (2004) pesquisou a influência da umidade do concreto nos ensaios de altas temperaturas. Foram testadas quatro condições distintas de umidade: cura durante 28 dias à temperatura de 20°C e umidade relativa de 90%; permanência em estufa a 105°C durante 24 horas; exposição ao ar e imersão em água por 24 horas. Após 800°C a variação da umidade não afetou significativamente a resistência residual dos concretos, no entanto, a resistência residual do concreto de alto desempenho foi inferior à do concreto de resistência convencional, sendo que a diferença nos resultados foi maior para temperaturas até 400°C, respectivamente 63,2% e 71,2% da resistência inicial.

Kirchhof (2010) estudou a influência da temperatura de exposição e do grau de saturação no *spalling* do concreto convencional e de alta resistência e constatou que a temperatura é um fator significativo na resistência residual, principalmente acima de 400°C. Nos concretos de alta resistência, foi registrada uma queda brusca na resistência residual entre 400°C e 600°C, sendo que em 600°C a resistência residual foi aproximadamente 50% da resistência inicial. A autora constatou, também, que o concreto com menor grau de saturação degradou menos em

600°C, evidenciando que a tendência ao *spalling* está associada, não só, à compacidade do concreto, como também, ao teor de umidade.

Mohamedbhai (1986) estudou o efeito da variação da duração da exposição às altas temperaturas, entre 1 e 4 horas, e da taxa de aquecimento, em cubos de concreto de 100 mm com resistência média de 35 MPa aos 98 dias, submetidos a temperaturas entre 200°C e 800°C. A duração da exposição além de 1 hora teve um efeito significativo sobre a resistência residual do concreto, mas o efeito foi diminuindo à medida que o nível de temperatura aumentou, sendo que para duas horas de exposição já ocorreu a maior parte da degradação do concreto. O autor também observou que, para temperaturas inferiores a 500°C e para 1 hora de exposição, a taxa de aquecimento teve um efeito significativo na redução da resistência residual do concreto com agregado basáltico, no entanto, constatou que se não forem produzidos gradientes térmicos significativos a taxa de aquecimento não tem um efeito significativo na resistência do concreto sob a ação das altas temperaturas.

Toumi et al. (2009) estudaram o efeito do tempo de exposição, de 3, 6 e 9 horas, e das altas temperaturas, de 300°C, 500°C e 700°C em cubos de concreto convencional e de alta resistência. Os autores observaram que o aumento da temperatura, assim como do tempo de exposição provocaram redução significativa na resistência dos concretos. Para 1 hora de aquecimento e para temperaturas entre 500°C e 700°C a perda de resistência foi entre 22% e 42% para o concreto convencional (CC), e entre 10% e 54% para o concreto de alta resistência (CAR). As diferenças obtidas na resistência residual do CC, após exposição a 700°C, foram aproximadamente 30%, 54% e 28%, respectivamente, entre tempos de exposição de 3, 6 e 9 horas. Para o CAR as diferenças foram aproximadamente 35%, 20% e 44%.

Khan e Abbas (2015) testaram cubos de 100 mm de concreto convencional, de 30 MPa, expostos durante 1, 2 e 3 horas a altas temperaturas de até 700°C e observaram que o aumento do tempo de exposição provocou o aumento da redução da resistência nas temperaturas de 400°C, 500°C, 600°C e 700°C. A diferença entre os tempos de exposição foi mais acentuada em 400°C, de 20%, entre 1 e 2 horas, e de 25%, entre 1 e 3 horas. Em 600°C a diferença entre 1 e 3 horas de exposição reduziu, para aproximadamente 20%. Para temperaturas inferiores a 300°C ocorreu aumento da resistência, relativamente à resistência inicial, devido à hidratação tardia do concreto, e o aumento foi proporcional ao tempo de exposição. Independentemente

da temperatura de exposição, o aumento do tempo de exposição provocou aumento na perda de massa em todas as temperaturas de ensaio.

Para Castillo e Durani (1990) e Lima (2005) o acréscimo da resistência do concreto aquecido em 200°C pode estar ligado à maturação do concreto de pequena idade ou devido ao aumento das forças de Van der Waals decorrente da maior proximidade das partículas de gel após a evaporação da água livre.

Com o aumento da temperatura, nas estruturas de concreto armado se observa uma intensificação do grau de fissuração do concreto nas regiões mal adensadas, nas juntas e ao nível das barras de armadura, que pode levar ao lascamento da camada de cobertura. Quando armadura fica exposta ao calor, ela passa a conduzir o calor de forma rápida devido à elevada condutibilidade térmica do aço, agravando o processo de aquecimento dos elementos estruturais (NEVILLE, 2015; LIMA et al., 2003). No projeto de estruturas de concreto armado em situação de incêndio a redução da resistência do concreto endurecido em função da temperatura é estimada por meio de um coeficiente redutor. A Figura 3.4 (COSTA, 2008) ilustra a variação nos coeficientes de redução propostos por várias normas de projeto, entre os quais, os coeficientes $\kappa_{c,\theta}$, recomendados pelo Eurocode 2 (EN 1992-1-2, 2004), distintos para concretos com agregados silicosos e agregados calcáreos, cujos valores foram incorporados na norma brasileira NBR 15200 (ABNT, 2012).

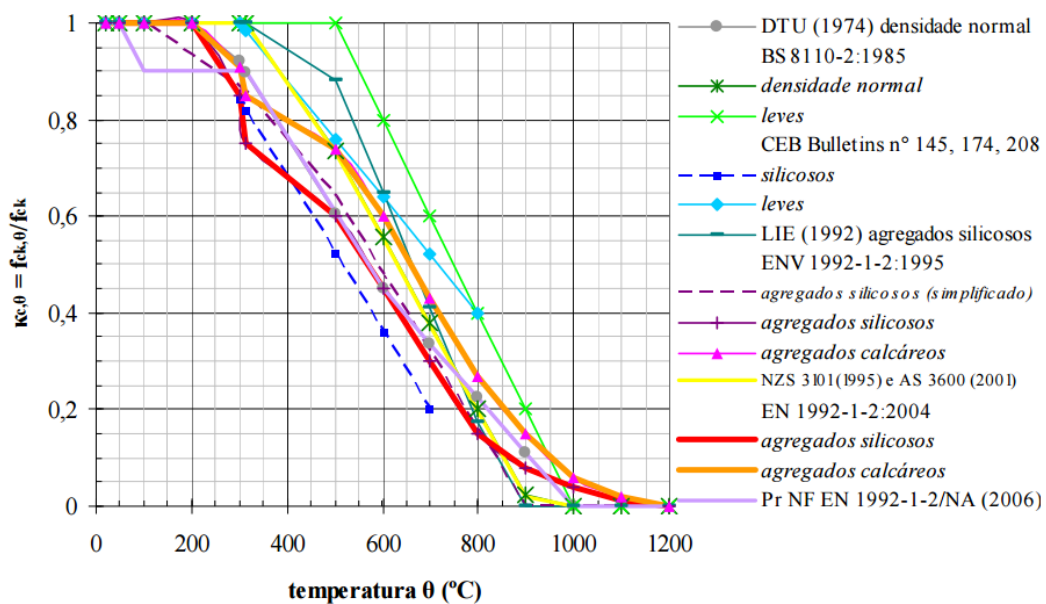


Figura 3.4 – Coeficientes de redução da resistência do concreto em função da temperatura propostos por diversas publicações (COSTA, 2008)

A variabilidade dos coeficientes de redução da resistência devido à ação das altas temperaturas está associada não só à constituição do concreto, como também aos diferentes parâmetros de ensaio adotados (resistência obtida a quente, resistência residual, nível de carregamento durante o aquecimento), como mostra a norma ACI 216.1 (2014) através da Figura 3.5.

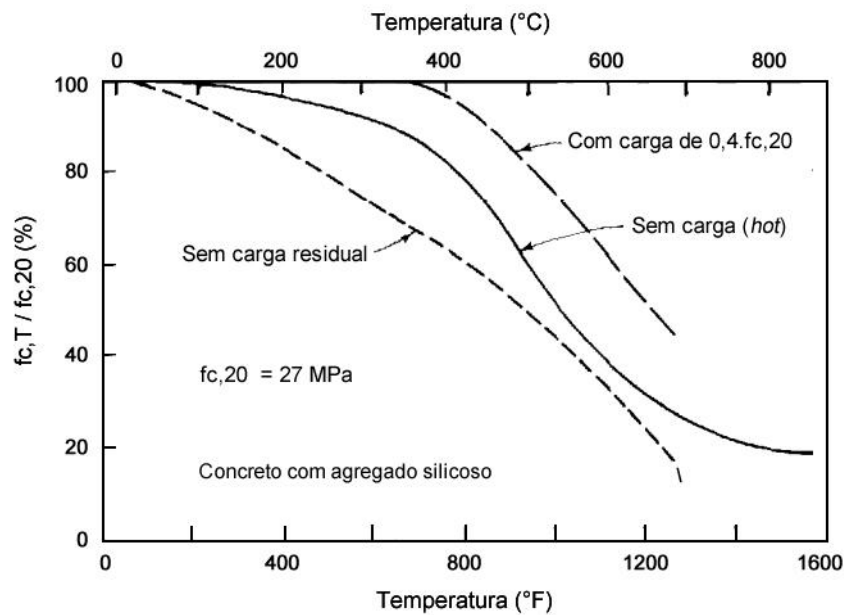


Figura 3.5 – Resistência à compressão do concreto com agregado silicoso, para diferentes condições de ensaio (ACI 216.1, 2014)

A resistência residual, obtida após resfriamento, é afetada pela fissuração causada pelos gradientes térmicos, mais intensos no início de resfriamento e por isso, geralmente, é inferior à resistência residual obtida a quente (SANTOS, 2012). Por outro lado ensaios realizados com carregamento aplicado simultaneamente à ação das altas temperaturas resultam em resistências superiores, devido ao efeito de confinamento que restringe parcialmente a fissuração provocada pela ação térmica. A umidade relativa do ambiente também influencia os resultados, já que, após o resfriamento, o concreto absorve a umidade do meio (KHOURY, 1992).

A Figura 3.6 (KODUR, 2014) ilustra a grande variação na resistência residual à compressão obtida experimentalmente (área sombreada) em concretos convencionais (CC) e de alta resistência (CAR), decorrente das variadas condições de ensaio e das condições de cura, de umidade e idade das amostras. Para temperaturas de até 400°C, a resistência residual do concreto com maior compacidade tende a degradar mais, comparativamente ao concreto

convencional. De acordo com o autor, para o concreto convencional a variação dos resultados tende a diminuir entre 300°C e 900°C, enquanto que para o concreto de alta resistência a variação tende a diminuir para temperaturas acima de 500°C. Essa diferença entre o concreto convencional e o de alta resistência pode ser explicada pelo menor número de resultados disponíveis e à ocorrência de *spalling* no CAR.

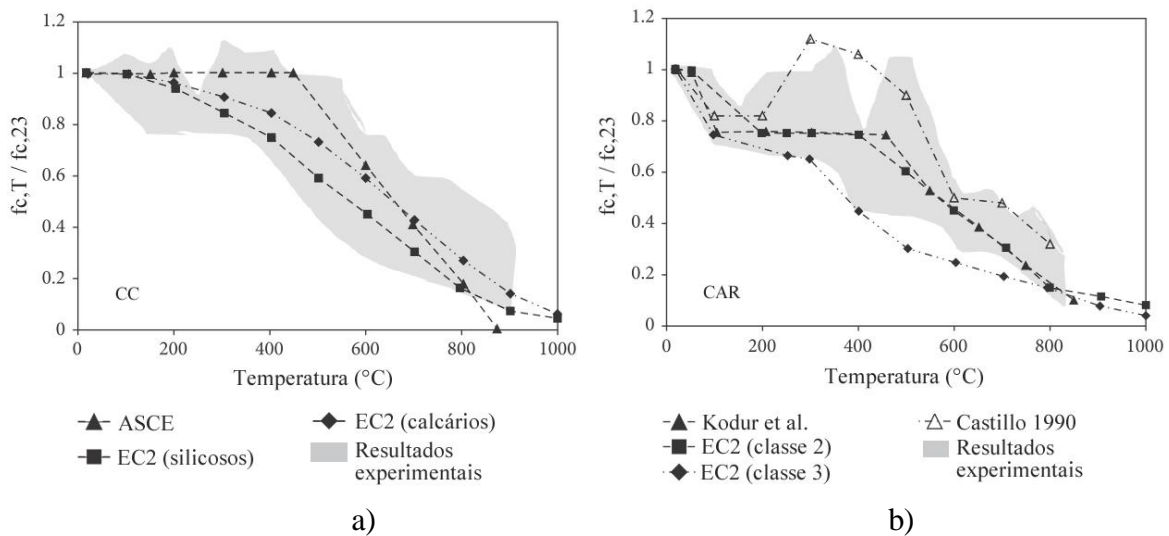


Figura 3.6 – Evolução da resistência com o aumento da temperatura
(a) concreto convencional (CC) (b) concreto de alta resistência (CAR)
(KODUR, 2014)

De acordo com Lin et al. (1996) a elevação na temperatura do concreto ocasiona uma mudança gradativa em sua coloração e para Cánovas (1998) é possível relacionar de forma sistematizada as alterações colorimétricas com a resistência residual do concreto em altas temperaturas, como mostra a Figura 3.7.

De acordo com Cánovas (1998), para agregados ricos em sílica, até 300°C não ocorrem mudanças significativas em termos de redução da resistência à compressão e na cor do concreto. Acima de 300°C a resistência diminui acentuadamente. Entre 300°C e 600°C, a coloração do concreto muda de rosa para vermelho, sendo que em 600°C a redução na resistência à compressão é cerca de 50% e a resistência à tração pode ser desprezada, por ser praticamente nula. Acima de 600°C o concreto muda de cor para cinza, apresentando pontos avermelhados, devido à oxidação do agregado miúdo, e a resistência decresce acentuadamente, até praticamente anular-se em 900°C. Para temperaturas acima de 1000°C, próximas do ponto de sinterização do concreto, a coloração se torna amarela clara.

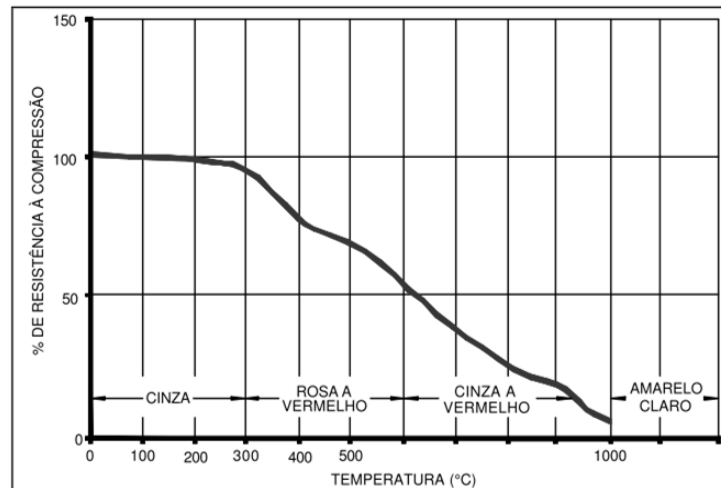


Figura 3.7 – Alteração na resistência e na coloração do concreto, devidas ao aumento da temperatura de exposição (CÁNOVAS, 1988)

3.2.2 Módulo estático de elasticidade

Nos concretos convencionais submetidos à ação das altas temperaturas, o aumento da temperatura provoca um decréscimo na resistência à compressão e um aumento na deformação correspondente à tensão máxima (SOUZA, 2003; EUROCODE 2, 2004; COSTA, 2008). A Figura 3.8 apresenta a relação tensão-deformação do concreto convencional em função da temperatura de exposição, proposta pelo Eurocode 2 (EC2).

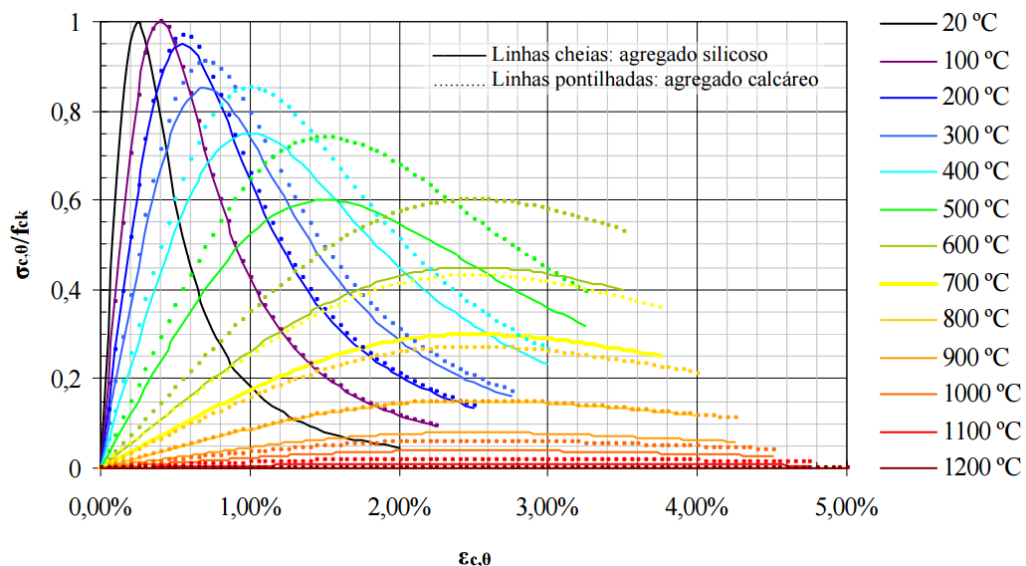


Figura 3.8 – Relação tensão-deformação do concreto de resistência normal em função do aumento da temperatura de acordo com o EC2 (COSTA, 2008)

Para Phan (1996) a exposição às altas temperaturas prejudica significativamente as relações tensão-deformação do concreto, com consequente redução do módulo estático de elasticidade.

De acordo com Mehta e Monteiro (2014) a temperatura de exposição influencia de forma significativa o módulo de elasticidade do concreto. Para temperaturas próximas a 200°C, o módulo de elasticidade é cerca de 70% a 80% do módulo de elasticidade inicial e para temperaturas na ordem de 400°C, o módulo de elasticidade é aproximadamente 40% a 50% do valor inicial.

Segundo Cánovas (1998), a degradação do módulo de elasticidade do concreto se acentua a partir a partir dos 300°C e quando aquecido entre 300°C a 600°C ocorre redução de até 80%.

Para Schneider (1988 *apud* SANTOS, 2012) a redução do módulo de elasticidade com a temperatura é devida à ruptura nas ligações internas entre a pasta de cimento e os agregados, sendo que a redução do módulo nas altas temperaturas é influenciada pelo módulo de elasticidade na temperatura ambiente, pelo teor de umidade do concreto, pelo tipo de agregado e pela taxa de aquecimento.

Para Castillo e Durrani (1990) entre 100°C e 400°C, ocorre um pequeno decréscimo no módulo de elasticidade devido essencialmente à evaporação da água adsorvida e a água capilar, mas em 600°C pode alcançar valores residuais de apenas 30% do valor inicial, devido principalmente à desidratação dos compostos da matriz cimentícia.

Para Cruz (1966) o módulo de elasticidade do concreto decai rapidamente com o aumento de temperatura e essa redução não depende do tipo de agregado. Por outro lado, os estudos de Bennets (1981 *apud* KODUR, 2014) e de Harmatty (1993 *apud* KODUR, 20014) mostram que nos concretos de agregado leve a degradação do módulo em altas temperaturas é inferior à que ocorre nos concretos convencionais.

De acordo com LIMA (2005), o processo de degradação do módulo estático de elasticidade do concreto é análogo ao da resistência à compressão, mas ocorre mais acentuadamente. Nos ensaios realizados pelo autor em concretos convencionais e de alta resistência, com e sem adições minerais, a maior perda para o módulo de elasticidade do concreto à compressão ocorreu a partir dos 400°C. A temperatura crítica para a deterioração do módulo de elasticidade residual do concreto aquecido se situou entre 400°C e 600°C. Comparando a compactidade dos concretos ensaiados, baixa compactidade e alta compactidade, concluiu-se

que tanto os concretos de resistência convencional quanto os concretos de alta resistência sofreram reduções significativas no módulo de elasticidade devido ao aquecimento, porém, os fatores de redução do módulo no concreto de maior compactidade foram menores, como mostra a Figura 3.9.

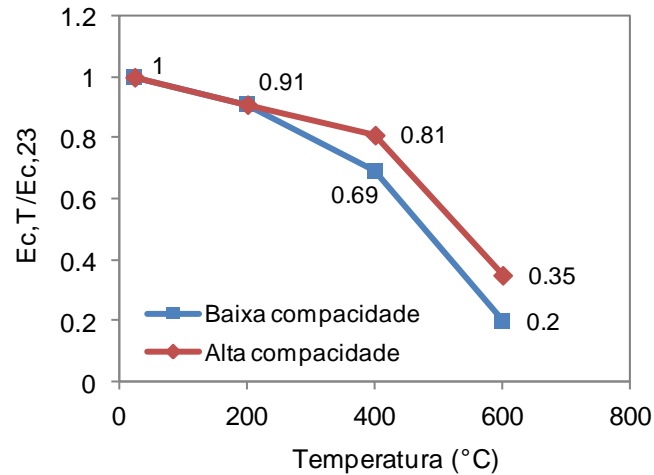


Figura 3.9 – Evolução do módulo de elasticidade do concreto de baixa compactidade e alta compactidade, devidas ao aumento da temperatura de exposição (LIMA, 2005)

O uso de sílica e metacaulim em proporções de 5% e 10% em massa causou uma redução mais acentuada do módulo residual em 400°C e 600°C, e a redução apresentou uma tendência proporcional ao teor de adição mineral (LIMA, 2005), conforme é ilustrado na Figura 3.10.

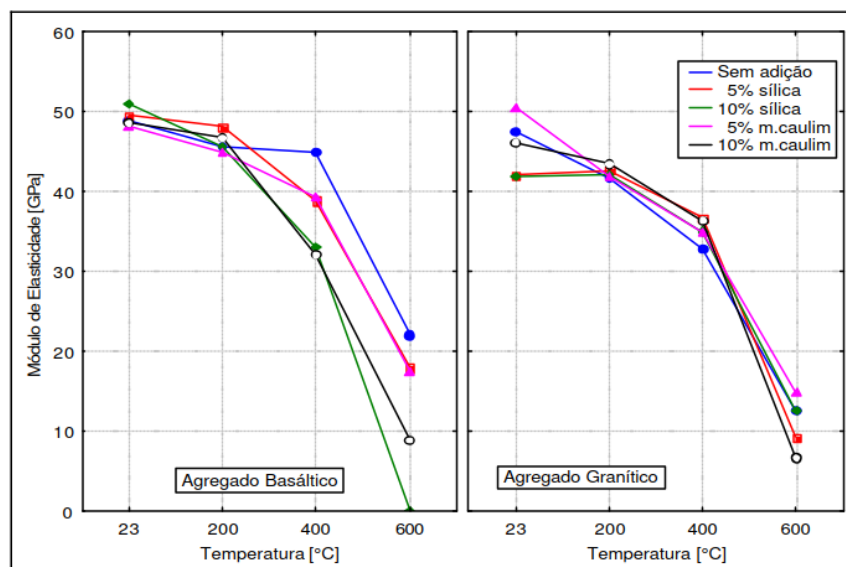


Figura 3.10 – Influência da interação entre temperatura de exposição e adição mineral e tipo de agregado graúdo no módulo residual de elasticidade (LIMA, 2005)

Furumura (1995 *apud* SANTOS, 2012) estudou a evolução do módulo de elasticidade dos concretos convencional e de alto desempenho (CAD) em altas temperaturas, em corpos de prova cilíndricos 50x100 mm com taxa de aquecimento de 1°C/min. Foi observado que a classe de resistência do concreto foi pouco significativa na redução do módulo (Figura 3.11).

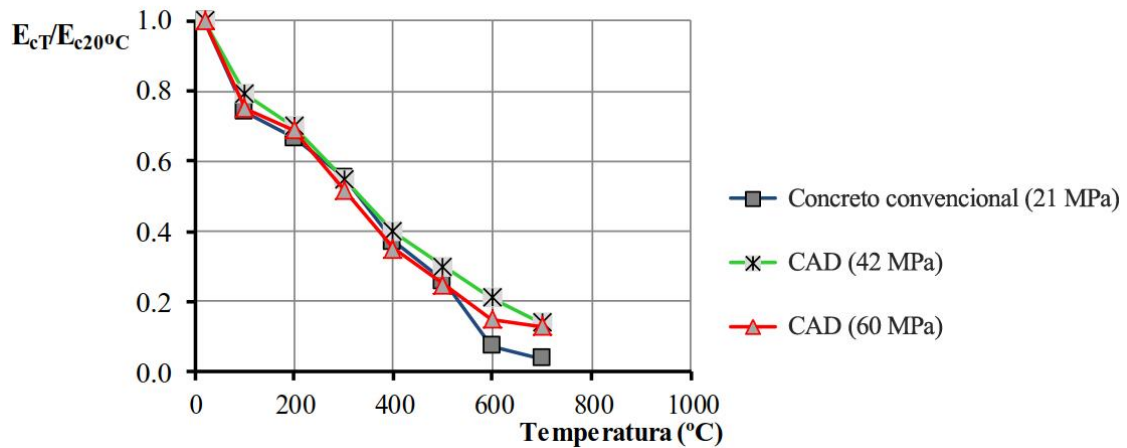


Figura 3.11 – Influência da temperatura de exposição e do tipo de concreto no módulo residual de elasticidade (Furumura 1995 *apud* SANTOS, 2012)

De acordo com Wendt (2006), o módulo residual de elasticidade do concreto convencional teve maior redução com o aumento da temperatura do que a resistência à compressão, essencialmente devido à microfissuração na zona de transição, que afeta mais o módulo de elasticidade.

Souza e Moreno Junior (2010) observaram que a degradação do módulo de elasticidade residual do concreto convencional submetido à ação das altas temperaturas ocorreu de forma mais acentuada do que a resistência residual.

O Eurocode 2 (2004) e a NBR 15200 (2012) não estabelecem diretamente coeficientes de redução do módulo, mas a norma européia propõe valores que relacionam a tensão e a deformação do concreto com o aumento da temperatura. Já o ACI 216.1 estabelece fatores de redução para o módulo de elasticidade a partir dos resultados obtidos por Cruz (1966).

As curvas da Figura 3.12 indicam que a resistência do concreto e o tipo de agregado não influenciam significativamente o módulo residual em altas temperaturas.

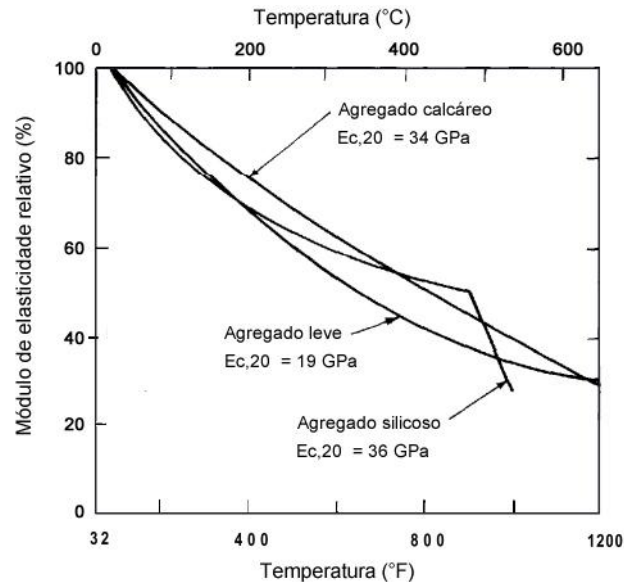


Figura 3.12 – Influência da temperatura de exposição e do tipo de agregado graúdo no módulo residual de elasticidade (ACI 216.1, 2014)

A Figura 3.13 mostra a evolução do módulo de elasticidade com o aumento da temperatura para concretos convencionais e de alta resistência (KODUR, 2014).

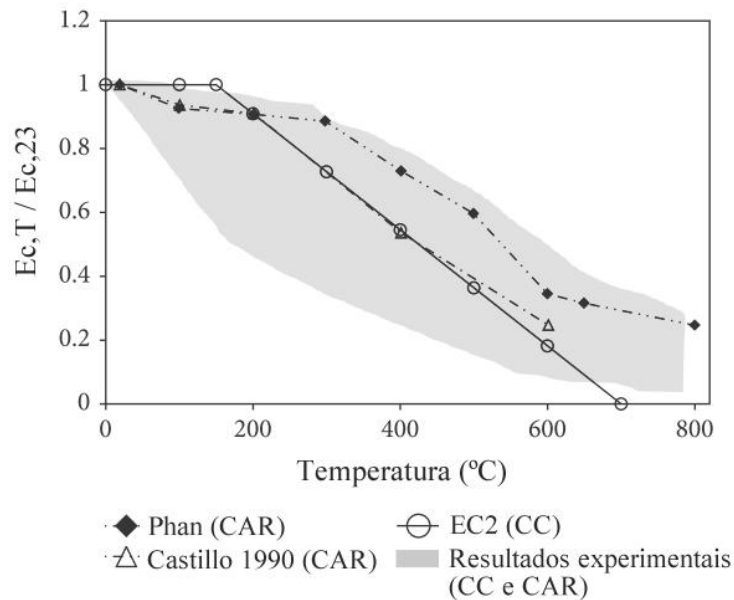


Figura 3.13 – Influência da temperatura de exposição no módulo residual de elasticidade dos concretos convencional (CC) e de alta resistência (CAR) (KODUR, 2014)

Para Kodur (2014), o módulo residual depende da relação a/a_{gl} , da idade do concreto, das condições de acondicionamento e do agregado. O autor comparou vários resultados experimentais obtidos em concretos convencionais e de alta resistência com os obtidos para o

concreto convencional através do Eurocode 2 (2004) e com os obtidos experimentalmente por Phan (2007) e Castillo e Durrani (1990). O autor constatou que a tendência de degradação do módulo de elasticidade em altas temperaturas em ambos os concretos é similar, porém a variação nos resultados experimentais é grande.

Moreno e Bizzo (2003) avaliaram corpos de prova de concreto de resistência normal submetidos à temperatura máxima de 600°C e a resfriamento lento. Os autores observaram que na temperatura mais severa o módulo residual foi desprezável, aproximadamente 10% do valor inicial, e, comparando com estudos anteriores de outros pesquisadores, concluíram que a relação água/cimento influencia significativamente o módulo de elasticidade residual do concreto submetido a elevadas temperaturas.

De acordo com Kodur (2014) a redução do módulo em altas temperaturas pode ser explicada pela desintegração dos produtos hidratados e pela quebra das ligações na microestrutura da pasta de cimento. O autor afirma que a extensão da redução do módulo residual depende da perda de umidade, da fluência em alta temperatura e do tipo de agregado.

3.3 INFLUÊNCIA DAS ADIÇÕES MINERAIS NO CONCRETO EM ALTAS TEMPERATURAS

Como foi referido anteriormente, a substituição parcial de cimento Portland por adições pozolânicas altamente reativas, como a cinza de casca de arroz amorfa, provoca um refinamento dos poros e melhora a zona de transição (ZT) entre pasta e agregado, através da reação pozolânica e do efeito filer, aumentando a resistência e reduzindo a permeabilidade e a capilaridade do concreto na temperatura ambiente (MEHTA, 1992; ISAIA, 1995; MALHOTRA e MEHTA, 1996; ZHANG, LASTRA e MALHOTRA, 1996; SENSALÉ e DAL MOLIN, 2001; SINGHANIA, 2004; SENSALÉ, 2006; TASHIMA, 2006; TASHIMA et al., 2012; entre outros).

Sob a ação das altas temperaturas a água presente nos compostos hidratados é removida e a água no estado líquido, presente nos poros capilares e ligada quimicamente na pasta de cimento, se transforma gradualmente em vapor. Nos concretos de alto desempenho (CAD), com adições pozolânicas, entre 100°C e 250°C, há um aumento da água libertada durante a desidratação do gel de C-S-H, devido à maior quantidade de gel presente na pasta, devido à reação pozolânica. Para pastas especiais com teor de microsilica de 10% e relação a/agl de

0,50, entre 100°C e 250°C, a quantidade de água libertada é aproximadamente 50% superior, comparativamente a uma pasta convencional. Desta forma a redução da permeabilidade da pasta prejudica o desempenho do concreto sob a ação das altas temperaturas, porque ao dificultar a saída do vapor de água, provoca um aumento das tensões internas, com consequente aumento da microfissuração (BENTZ, 2000).

A degradação do concreto em altas temperaturas próximas a 600°C é altamente influenciada pela zona de transição pasta-agregado, especialmente no que se refere à redução do módulo de elasticidade, devido às expansões térmicas diferenciais entre pasta e agregado, mais severas em concretos com agregados silicosos devido à sua maior expansão térmica. Os agregados silicosos são constituídos essencialmente de quartzo e sofrem transformação cristalina entre 500°C e 650°C, da forma α para β , associada a expansão volumétrica súbita, de aproximadamente 0,85%. (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

Nos concretos convencionais, mais porosos, a zona de transição facilita a saída do vapor desenvolvido durante a exposição térmica, aliviando as tensões associadas à poro-pressão. Devido à reação pozolânica a zona de transição entre agregado e pasta é mais densa, dificultando a saída do vapor de água, ou seja, nos concretos com adições pozolânicas em elevadas temperaturas ocorre uma concentração de tensões, associadas à poro-pressão, substancialmente maior na ZT, com consequente agravamento da degradação da resistência e do módulo de elasticidade do concreto (BENTZ, 2000).

Castillo e Durrani (1990) constataram que, em altas temperaturas, a perda de resistência no concreto de alto desempenho, de 89 MPa, foi superior à observada no concreto convencional, porém, o *spalling* foi mais significativo do que a perda de resistência em si.

Para Hertz (2003) o aumento da densidade do concreto através da incorporação de adições minerais com partículas de dimensões menores que os grãos de cimento, tais como microsílica e metacaulim, em concretos com teor de umidade significativo, maior que 3% em peso, aumenta substancialmente a probabilidade de ocorrência de *spalling*.

Concretos com altos teores de sílica ativa, superiores a 15% e de umidade, sob a ação de altas temperaturas, apresentam tendência à fissuração e ao *spalling* mesmo quando aquecidos até 600°C, porém até teores de 10% de substituição não ocorre lascamento se a umidade interna dos corpos de prova for baixa e o concreto for aquecido com taxas entre 1°C/min a 5°C/min (HERTZ, 2003).

Os resultados compilados por Phan (1996) mostram que a degradação das propriedades mecânicas dos CAD é maior do que a degradação dos concretos de resistência normal (NSC) e que essa diferença é mais notória para temperaturas de até 450°C.

Sharshar e Khoury (1993 *apud* POON et al., 2001), e Felicetti e Gambarova (1998) obtiveram em concretos especiais, com teores de substituição de cimento Portland por microssílica, resistências residuais, em média, 10% inferiores, relativamente ao concreto convencional, constatando que a poro-pressão teve um papel significativo na degradação do concreto com maior compactidade.

Poon et al. (2001) testaram concretos de resistência normal (relação a/agl de 0,50) e alta resistência (relação a/agl de 0,30), contendo sílica ativa, com 90,26% de SiO₂, cinza volante, com 56,79% de SiO₂ e escória de alto forno, com 38,14% de SiO₂, em substituição parcial do cimento Portland, submetidos a 200°C, 400°C, 600°C e 800°C e confirmaram que a substituição mineral influenciou a resistência residual. Os concretos foram testados aos 60 dias de idade, aquecidos com taxa de 2,5°C/min e mantidos em temperatura constante durante uma hora, após atingir a temperatura de ensaio, sendo posteriormente resfriados lentamente ao ar. Todos os concretos de resistência normal e de alta resistência, com e sem pozolanas, tiveram a sua resistência reduzida em 400°C, 600°C e 800°C e a degradação ocorreu de forma mais acentuada entre 400°C e 600°C, com redução da resistência média residual igual a 40% e 56%, respectivamente para os concretos de resistência normal e de alta resistência. Em 200°C os resultados divergiram, sendo que os concretos com cinza volante mantiveram ou tiveram aumento na resistência residual. Foi observado também que a degradação da permeabilidade dos CAR com pozolanas foi significativamente superior à observada na resistência à compressão. Em 600°C, a porosidade total aumentou significativamente nos concretos de resistência normal, entre 60% e 70%, nos concretos com pozolanas, e 80% no concreto convencional. Em 600°C o aumento do diâmetro médio dos poros foi substancialmente superior ao aumento da porosidade total dos concretos de resistência normal, entre 192% e 200% para os concretos com pozolanas e 227% para o concreto convencional.

Li et al. (2003) observaram que a degradação de concretos de alta resistência (60 MPa e 70 MPa), produzidos com cinza volante, ocorreu de forma mais acentuada, relativamente ao concreto convencional, de 40 MPa, em 200°C e 400°C, sendo que em 600°C a degradação

ocorreu de forma análoga nos dois tipos de concreto. A degradação do CAR foi devida essencialmente à poro-pressão, mais acentuada nos concretos mais compactos.

Em 2003, Poon et al. testaram nas mesmas condições de ensaio em altas temperaturas, concretos de resistência normal (40 MPa) e alta resistência (100 MPa), com relação a/agl, respectivamente de 0,50 e 0,30, substituindo 5%, 10%, 15% e 20%, em massa, de cimento Portland por metacaulim, sílica ativa e cinza volante. Foi observado que, após um aumento da resistência residual em 200°C, a resistência residual dos concretos especiais com metacaulim teve redução mais severa, em média de 12% e 60%, respectivamente, em 400°C e 600°C. O aumento da temperatura provocou o aumento da porosidade dos concretos, de forma mais acentuada em 800°C. A redução da resistência em 400°C e em 600°C se deveu à microfissuração interna, provocada pela poro-pressão decorrente da evaporação da água, à dissociação dos cristais de portlandita e à transformação do quartzo presente no agregado.

A Figura 3.14 mostra os resultados obtidos por Lima (2005) em concretos com adições minerais e diferentes tipos de agregado submetidos à ação das altas temperaturas, de até 900°C.

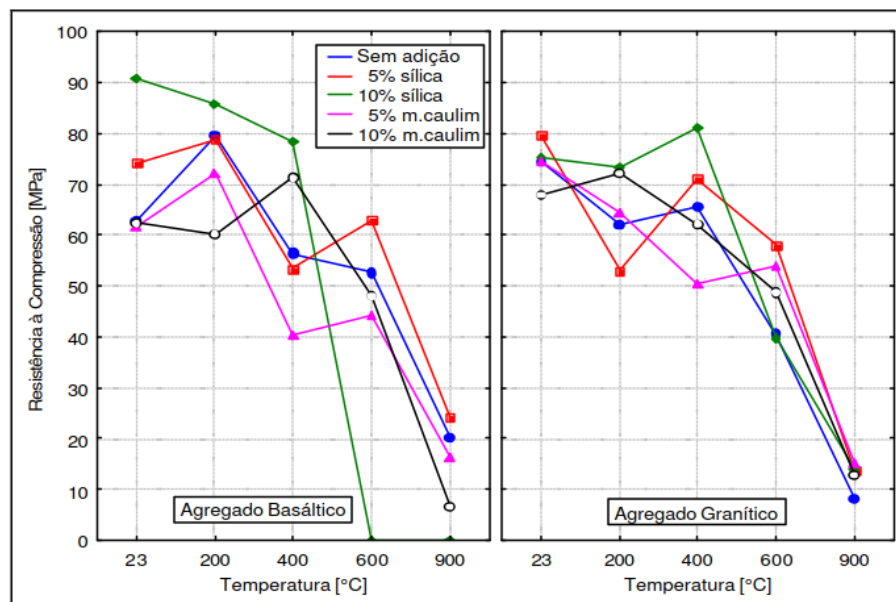


Figura 3.14 – Influência da interação entre temperatura de exposição, adição mineral e tipo de agregado graúdo na resistência residual do concreto (LIMA, 2005)

Lima (2005) utilizou taxa de aquecimento de 27,4°C/min e patamar de exposição de 30 minutos. Foi observado que o tipo de agregado e as adições minerais influenciaram significativamente a resistência residual do concreto, com resultados bastante variados. Em 600°C a resistência residual dos concretos com agregado basáltico, quer com 5% de metacaulim e com 5% de sílica ativa, foi superior à resistência obtida em 400°C. Em 400°C o concreto com agregado basáltico e 10% de metacaulim obteve maior resistência comparativamente às resistências obtidas em 200°C e na temperatura ambiente. Os teores mais elevados de adição mineral, de 10%, favoreceram o *spalling*.

Nadeem et al. (2014) também testaram concretos com até 20% de substituição de metacaulim, contendo 53,2% de SiO₂, e substituição até 60% de cinza volante, contendo 56,8% de SiO₂, submetidos a altas temperaturas de até 800°C. Foi utilizada taxa de aquecimento igual a 5°C/min, até atingir-se o estado térmico *steady state*, e, posteriormente, os concretos foram resfriados lentamente ao ar e com imersão em água durante 5 minutos. A resistência residual à compressão dos concretos reduziu com o aumento de temperatura, exceto para o concreto convencional em 200°C. Ocorreu redução significativa da resistência em 400°C e em 800°C para os concretos com metacaulim, aproximadamente 50% e 80%; a redução da resistência nos concretos com cinza volante foi menos acentuada em 800°C. As perdas de massa, situadas entre 2 e 9%, aumentaram de forma quase linear com o aumento da temperatura até 400°C e, após este patamar, as taxas de perda de massa diminuiram. Foi observado que o resfriamento brusco com água provocou maior degradação na resistência residual, devido ao choque térmico, que foi mais pronunciada em 400°C.

Heikal (2008) estudou a influência das altas temperaturas em pastas cimentícias com microsílica e escória de alto forno, aos 28 dias de idade, e concluiu que a perda de massa nas pastas especiais com pozolanas variou, em média, entre 4% e 12%, respectivamente, após exposição a 200°C e a 600°C, sendo superior à observada na pasta de referência, que obteve perda média de massa entre 2% e 11%. Foi observado que a porosidade total aumentou significativamente com o aumento da temperatura, devido à remoção da água dos vazios, aumento da fissuração e desidratação dos compostos hidratados, quer na pasta convencional e nas pastas especiais, e que o maior aumento da porosidade observado na pasta convencional, entre 400°C e 600°C, está associado à decomposição da portlandita.

Na literatura os estudos sobre concretos com CCA submetidos à ação das altas temperaturas são escassos.

Righi et al. (2013) avaliaram o desempenho de concretos especiais com incorporação de 15% de CCA moída e CCA natural em substituição do cimento Portland, submetidos à ação das altas temperaturas. Após cura úmida durante 55 dias, os corpos de prova foram mantidos em estufa na temperatura constante de 60°C durante 7 dias para remoção da umidade excessiva, antes dos ensaios em altas temperaturas. Foram utilizadas três relações a/agl diferentes, iguais a 0,45, 0,55 e 0,65. Os corpos de prova foram aquecidos a 200°C, 400°C e 600°C durante 120 minutos, e resfriados dentro do forno durante 24 horas. Os resultados obtidos mostram que ocorreu redução da resistência com o aumento da temperatura, exceto para o patamar de 400°C, onde ocorreu aumento da resistência relativamente a 200°C, devido a hidratação tardia do concreto provocada pela ação térmica. A redução da resistência foi mais severa em 600°C para todos os concretos. Os concretos com CCA moída, por ser mais fina e mais reativa, tiveram melhor desempenho relativamente aos concretos com CCA natural, que apresentaram comportamento similar ao concreto padrão. Foi também observado que a relação a/agl não influenciou os resultados nas altas temperaturas, por se tratar de concretos de resistência normal.

Sule et al. (2014) estudaram a influência das altas temperaturas em concretos especiais, com relação a/agl de 0,6, utilizando diferentes teores de substituição de CCA amorfa, variando entre 5% e 30% da massa de cimento Portland, e metacaulim com teor de substituição de 10% em massa, fixado em todos os traços especiais. Após cura úmida durante 28 dias, os corpos de prova cúbicos de 150 mm foram expostos durante 1 hora a 200°C, 400°C, 600°C e 800°C. No concreto convencional e no concreto com metacaulim ocorreu aumento da resistência em 200°C, devido à maturação do concreto provocada pela cura térmica dos grãos não hidratados, e acima de 200°C a resistência reduziu. Em todos os concretos especiais com CCA e metacaulim ocorreu redução significativa da resistência à compressão entre 600°C e 800°C, sendo que em temperaturas abaixo de 600°C os resultados divergiram. Nos concretos com teores de CCA iguais a 10% e 15% a resistência aumentou até 600°C, devido à restrição de movimentação do vapor de água decorrente da maior densidade da microestrutura.

3.4 INFLUÊNCIA DO MODO DE RESFRIAMENTO

O modo de resfriamento pode impactar significativamente nas propriedades mecânicas residuais do concreto submetido a altas temperaturas. Vários autores comprovaram que o resfriamento brusco com água causa maiores danos ao concreto aquecido do que o

resfriamento lento na temperatura ambiente (PENG et al., 2008; LUO et al., 2000; HUSEM, 2006; SANTOS, 2012). No resfriamento lento a transferência de calor entre o corpo de prova e o ar se dá por convecção, enquanto que no resfriamento brusco por imersão em água a transferência de calor se dá rapidamente por choque térmico, no início do resfriamento, sendo que depois de os poros estarem saturados a taxa de transferência de calor é atenuada.

Para Xiao e König (2004) até 400°C, a perda de resistência no concreto devida ao resfriamento com água é maior do que no concreto resfriado ao ar, enquanto que acima de 600°C a influência do modo de resfriamento é desprezável. Após o resfriamento com água alguns grãos de cimento podem ser hidratados e, conseqüentemente, a resistência residual pode aumentar nos dias seguintes, enquanto que a resistência residual do concreto resfriado ao ar continuará a diminuir durante um período de tempo, e posteriormente irá recuperar lentamente. O resfriamento lento dentro do forno é o menos prejudicial para a resistência residual do concreto, como mostra a Figura 3.15, uma vez que os gradientes térmicos são menores.

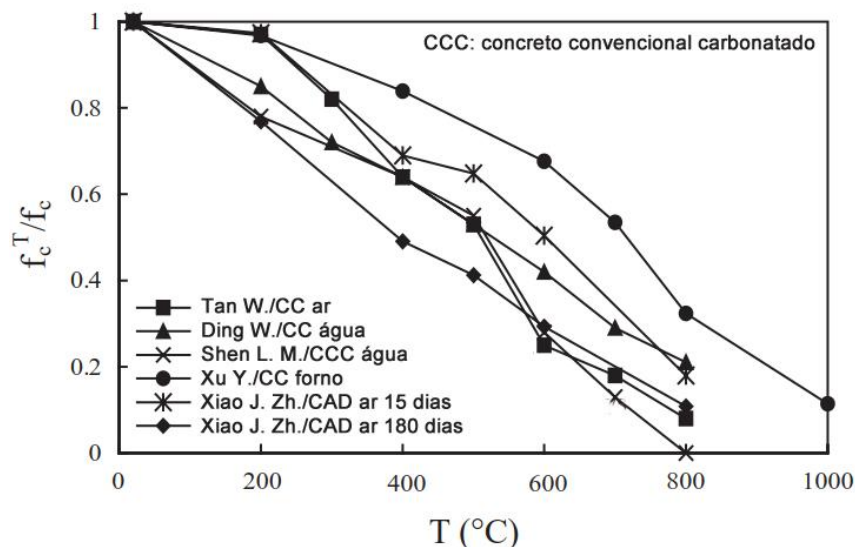


Figura 3.15 – Influência da temperatura de exposição e do modo de resfriamento na resistência residual em concretos convencionais (CC) e de alto desempenho (CAD) (XIAO e KÖNIG, 2004)

Luo et al. (2000) investigaram a influência das altas temperaturas, de 800°C e 1100°C, e de diferentes modos de resfriamento na resistência à compressão residual de concretos de alto desempenho (CAD), de 100 MPa, e convencionais (CC), de 35 MPa. Após 90 dias de cura saturada os corpos de prova cúbicos, de 100 mm, foram aquecidos a 800°C e 1100°C, utilizando taxa de aquecimento de 7°C/min e patamar de temperatura constante de uma hora.

Após o aquecimento, foram testados 2 modos de resfriamento, lentamente dentro do forno e brusco com imersão em água. Os resultados experimentais obtidos mostram que, em comparação com a resistência na temperatura ambiente, a resistência residual, tanto do CAD, quanto do CC, reduziu acentuadamente após a ação das altas temperaturas. O resfriamento brusco com água resultou em um choque térmico significativo e, por isso, causou maior deterioração. Após 800°C, o concreto convencional resfriado bruscamente teve resistência residual 28,5% inferior ao resfriado lentamente, e nos concretos de alto desempenho a diferença entre os modos de resfriamento se situou entre 10% e 17%. Após exposição a 1000°C a resistência residual de todos os concretos foi inferior a 10% da resistência na temperatura ambiente e a diferença entre os modos de resfriamento não foi significativa, devido à resistência residual ser praticamente desprezável. O resfriamento com água causou não só uma maior deterioração na resistência do concreto, como também mudanças mais significativas no volume e na estrutura dos poros, comparativamente ao resfriamento no interior do forno. A porosidade total aumentou significativamente em todos os concretos, com maior aumento para o CAD, entre 413% e 275%, respectivamente, para o resfriamento brusco e resfriamento lento, e para o CC a variação foi de 93% a 58%. A distribuição dimensional dos poros, obtida através da intrusão de mercúrio, também foi influenciada pela temperatura de exposição, pela resistência do concreto e pelo modo de resfriamento. Nos concretos convencional e de alto desempenho expostos a 800°C e resfriados com água a quantidade de poros com diâmetro inferior a 0,1 μm diminuiu mais do que a redução observada nos poros com dimensões maiores, como se observa na Figura 3.16.

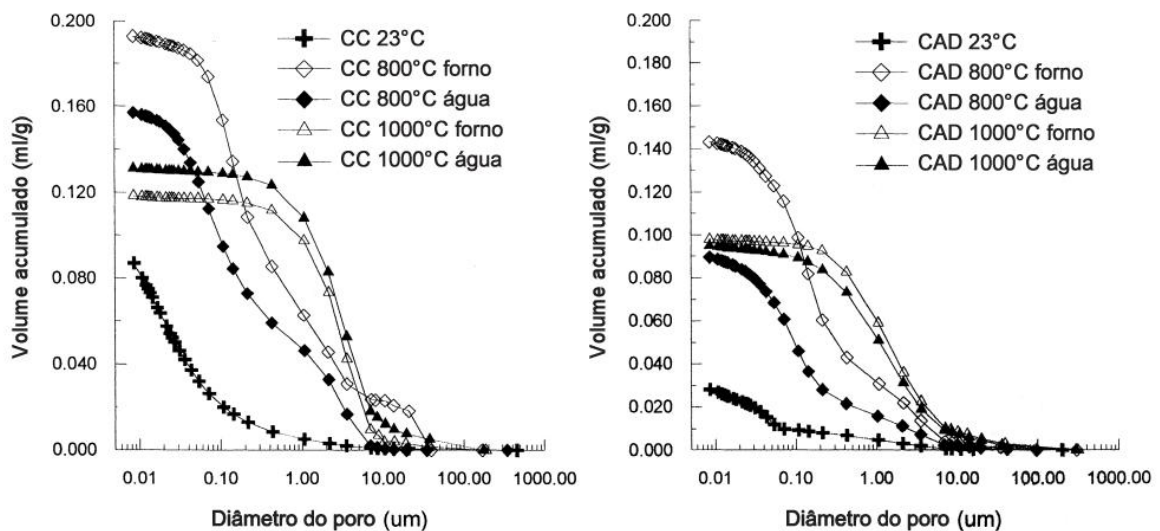


Figura 3.16 – Influência da temperatura de exposição e do modo de resfriamento na distribuição dimensional dos poros em concretos convencional (CC) e de alto desempenho (CAD) (LUO et al., 2000)

Souza e Moreno Junior (2003 e 2010) estudaram o efeito do modo de resfriamento em corpos de prova de concreto convencional aquecidos a 15°C/min e expostos durante duas horas na temperatura constante de ensaio, cujos resultados são resumidos na Figura 3.17.

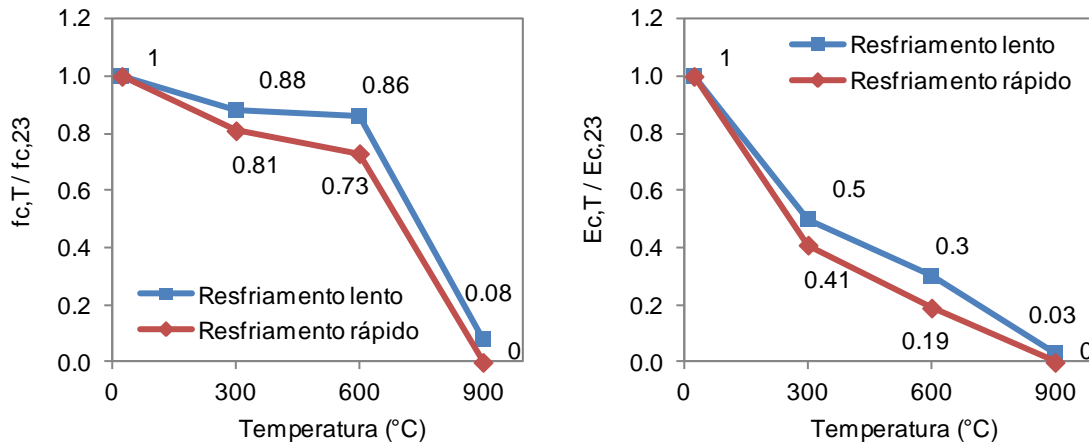


Figura 3.17 – Influência da temperatura de exposição e do modo de resfriamento na resistência residual e módulo residual do concreto convencional (SOUZA e MORENO JUNIOR, 2003 e 2010)

Os resultados obtidos por Souza e Moreno Junior (2003 e 2010) mostram uma redução da resistência com o aumento da temperatura, que se acentuou acima de 600°C. O resfriamento rápido com água foi mais desfavorável à resistência residual, comparativamente ao resfriamento lento, com diferença de 15% em 600°C. O modo de resfriamento também influenciou significativamente o módulo residual, como mostra a Figura 3.17, com 37% de diferença em 600°C, devido aos intensos gradientes térmicos que se originaram no concreto ao ser resfriado com água.

Santos (2012) estudou a influência do tipo de agregado – calcário (BC) e granítico (BG), e do modo de resfriamento – ao ar e por jateamento com água, na resistência à compressão e no módulo de elasticidade do concreto em altas temperaturas, utilizando corpos de prova cilíndricos, de 150x300 mm. A autora concluiu que a resistência à compressão sofreu decréscimo substancial com o aumento da temperatura, que o resfriamento por jato de água provocou maior redução da resistência, comparativamente ao resfriamento lento, mesmo para temperaturas de exposição mais baixas, e que o resfriamento com água foi mais prejudicial ao concreto com agregado calcário (Figura 3.18).

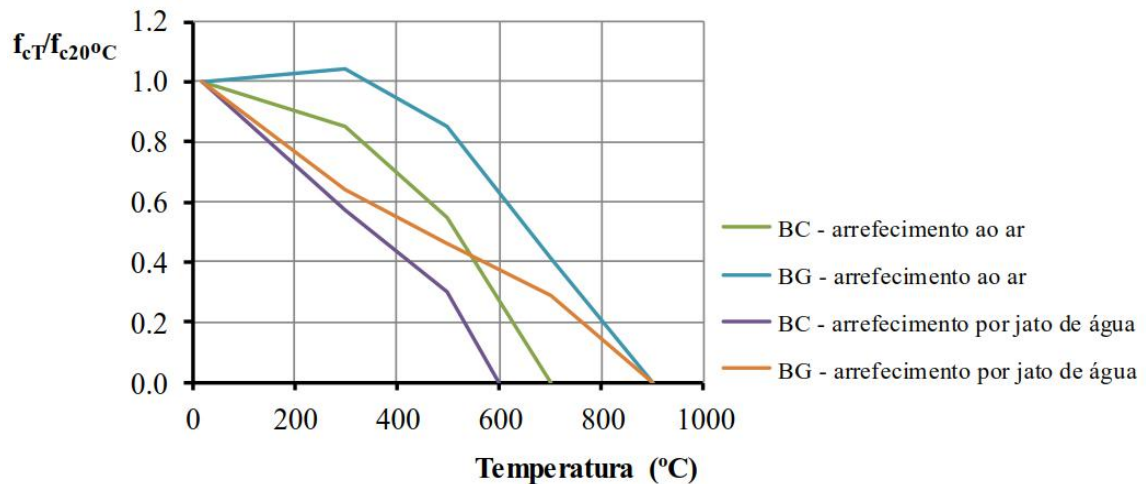


Figura 3.18 – Influência da temperatura e do modo de resfriamento na resistência residual em concretos com agregado calcário (BC) e agregado granítico (BG) sob carga de $0,3f_{cd}$ (SANTOS, 2012)

Santos (2012) observou que a redução do módulo com o aumento da temperatura ocorreu de forma mais acentuada do que a observada na resistência, comprovando os resultados de Kodur e Harmatty (2002 *apud* SANTOS, 2012), Xiao e König (2004), Lima (2005), Wendt (2006) e Souza e Moreno Junior (2010), entre outros. Por outro lado, nem o modo de resfriamento nem o tipo de agregado influenciaram significativamente o módulo residual, como mostra a Figura 3.19.

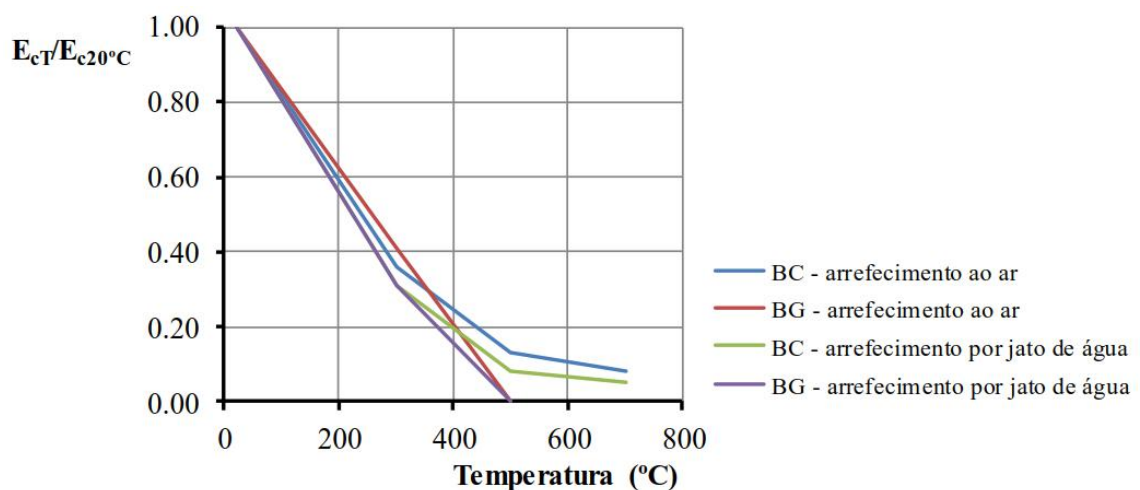


Figura 3.19 – Influência da temperatura e do modo de resfriamento no módulo residual em concretos com agregado calcário (BC) e agregado granítico (BG) (SANTOS, 2012)

Wendt (2006) testou dois modos de resfriamento, lento dentro do forno e rápido com aspersão de água, em corpos de prova cilíndricos de concreto de resistência normal, de 100x200 mm,

aquecidos com taxa de aquecimento igual a $27,4^{\circ}\text{C}/\text{min}$, e mantidos em temperatura constante durante 30 minutos. Os resultados mostram que o modo de resfriamento teve pouca influência na resistência residual e não provocou diferença significativa estatisticamente no módulo de elasticidade e na VPU.

Morales et al. (2011 *apud* LOREZON, 2014) observaram que a resistência residual do concreto de baixa resistência (20 MPa) resfriado bruscamente com imersão em água, após ser aquecido durante 4 horas a 300°C , foi aproximadamente 25% inferior à observada nos corpos de prova resfriados lentamente dentro do forno.

Lorezon (2014) testou resfriamentos brusco e lento no concreto de baixa resistência, de 20 MPa, aquecido a 300°C , 500°C e 800°C . Após cura submersa durante 7 dias os corpos de prova foram mantidos ao ar durante 2 horas, posteriormente foram aquecidos com taxa de $5^{\circ}\text{C}/\text{min}$, mantidos na temperatura constante de ensaio por 30, 60 e 90 minutos, e resfriados lentamente fora do forno ou com imersão em água. A autora observou que os diferentes modos de resfriamento não influenciaram significativamente a resistência residual do concreto, sendo que a diferença entre resfriamento lento e brusco se situou entre 10% e 18%.

3.5 INFLUÊNCIA DA REIDRATAÇÃO NA REGENERAÇÃO DO CONCRETO APÓS ALTAS TEMPERATURAS

Vários autores constataram que o concreto danificado pela ação das altas temperaturas pode recuperar parcialmente a sua resistência através da reidratação, especialmente se ela ocorrer através da cura em água (CROOK e MURRAY, 1970; ANNEREL e TAERWE, 2008; KHOURY, 1992; LIN et al., 1996; POON et al., 2000; SARSHAR e KHOURY, 1993; SOUZA e MORENO JUNIOR, 2003 e 2010).

A recuperação da resistência do concreto aquecido através da reidratação foi relatada pela primeira vez na literatura por Crook e Murray (1970). Após a exposição à temperatura de 620°C blocos de concreto foram reidratados através da imersão em água. Os autores observaram que quanto maior o período de reidratação em água maior recuperação se observava na resistência residual. Os autores constataram que a redução da resistência do concreto devido à ação da alta temperatura foi provocada pela decomposição do gel de C-S-H. A recuperação significativa da resistência residual, através da reidratação, se deveu à redução da porosidade, decorrente do preenchimento do sistema de poros capilares, criado pela ação

do calor, com novos produtos, de dimensões menores, resultantes da carbonatação do concreto.

Neville (2015) afirma que redução da resistência residual do concreto exposto a temperaturas superiores a 400°C pode acentuar-se com a ingressão de água, devido à reidratação do CaO, que é expansiva, por isso, a inclusão de pozolanas na mistura, que consomem hidróxido de cálcio, pode ser benéfica.

Lin et al. (1996) afirmam que a água absorvida pelo concreto no resfriamento gera um mecanismo que permite a reidratação do óxido de cálcio, dessa forma, os espaços vazios são preenchidos pelos hidratos formados e, conseqüentemente, após o resfriamento com água, ocorre a recuperação de parte da resistência do concreto danificado pela ação das altas temperaturas.

De acordo com Cánovas (1988), dependendo das condições de reidratação, é possível recuperar até 90% da resistência do concreto exposto a altas temperaturas de até 500°C. Para temperaturas superiores a 600°C a resistência residual não é significativamente recuperável.

A fissuração do concreto em altas temperaturas evolui após o resfriamento devido à reidratação do CaO, que foi formado pela desidratação do Ca(OH)_2 durante o aquecimento, sendo que essa reidratação pode provocar um aumento significativo de volume, de cerca de 44%. Concretos com adição de pozolanas estão menos sujeitos à fissuração que ocorre no período pós-resfriamento, já que grande parte da portlandita resultante da hidratação do cimento Portland é consumida, formando C-S-H secundário (KHOURY, 1992).

Para Felicetti e Gambarova (1998) as propriedades mecânicas residuais do concreto tendem a reduzir ao longo das primeiras semanas após o resfriamento ao ar. O tempo de redução pós-resfriamento depende significativamente da mistura de concreto. O período de redução até à resistência residual mínima pode variar entre 2 a 8 semanas, e, após esse período, a resistência começa a recuperar lentamente, sendo que no concreto convencional a recuperação da resistência pode ser quase total. Já nos concretos de alto desempenho a resistência residual continua decrescendo lentamente até seis meses após a ação térmica e a recuperação de resistência com o tempo é desprezável, substancialmente menor que a recuperação nos concretos comuns, com maiores relações a/agl, entre 0,6 a 0,7.

Souza e Moreno Junior (2003) estudaram a reidratação de corpos de prova de concreto convencional de agregado silicoso e relação a/agl 0,60, aquecidos a 300°C, 600°C e 900°C, utilizando taxa de aquecimento de 15°C/min, resfriados lentamente dentro do forno e reidratados durante 112 dias em dois ambientes distintos, com imersão em água e envoltos em filme de plástico ao ar (Figura 3.20).

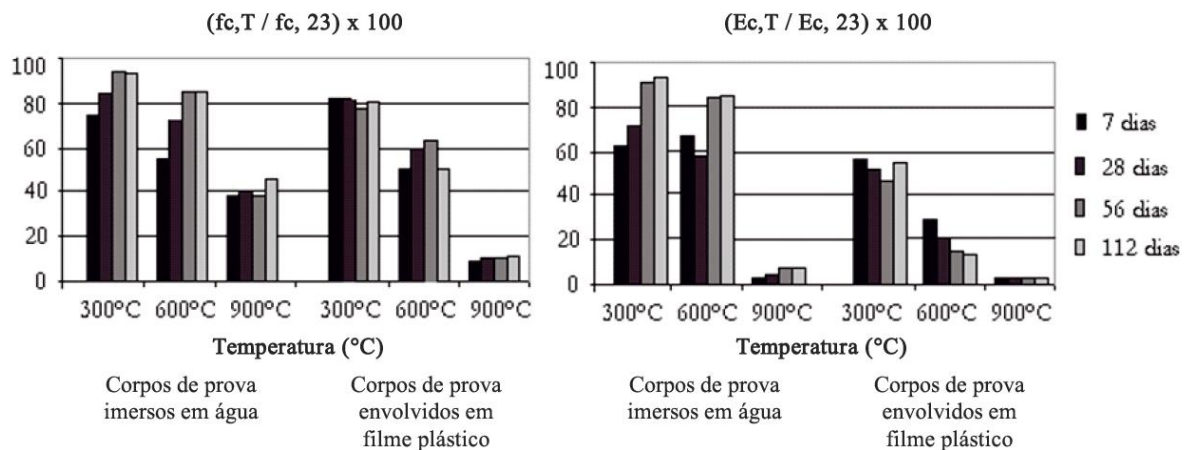


Figura 3.20 – Influência da temperatura de exposição, idade de reidratação e modo de reidratação na resistência residual e no módulo residual (em %) do concreto convencional (SOUZA e MORENO JÚNIOR, 2003)

Souza e Moreno Junior (2003) observaram que na reidratação sem água não ocorreu recuperação significativa da resistência ou do módulo de elasticidade. Já na reidratação com imersão em água, decorridos 112 dias de reidratação, os autores observaram que a recuperação da resistência alcançou valores entre 40% e 90%, e aproximadamente 80% do valor inicial do módulo de elasticidade, sendo que a recuperação foi maior para temperaturas de exposição menores.

Khoury (1992), Lin et al. (1996) e Sarshar e Khoury (1993) também observaram em seus experimentos um certo grau de recuperação da resistência à compressão do concreto aquecido devido ao processo de reidratação pós-altas temperaturas.

Annerel e Taerwe (2008) estudaram a reidratação ao ar e com imersão em água em cubos de concreto convencional e concreto autoadensável, confeccionados com agregados calcáreos. A Figura 3.21 apresenta os resultados obtidos pelos autores.

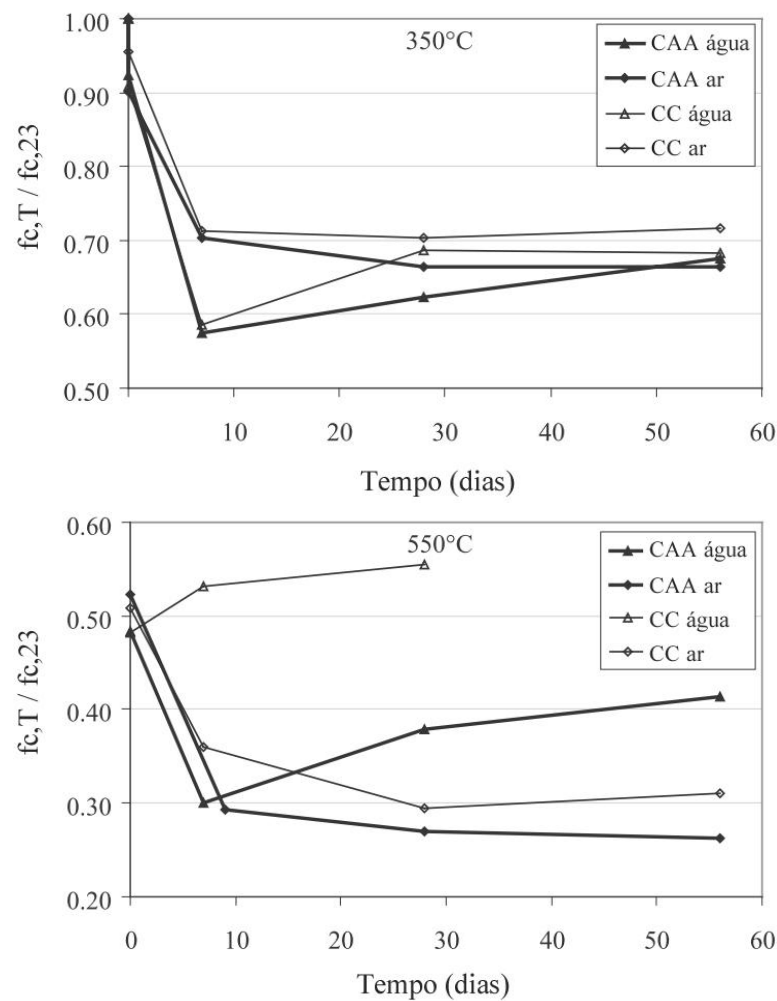


Figura 3.21 – Influência da temperatura de exposição, idade de reidratação e modo de reidratação na resistência residual do concreto convencional (CC) e do concreto autoadensável (CAA) (ANNEREL e TAERWE, 2008)

Annerel e Taerwe (2008) observaram que o resfriamento brusco com água provocou uma redução adicional entre 30% a 35% na resistência residual do concreto, comparando com o resfriamento lento sem água. A resistência residual à compressão dos concretos aquecidos a 350°C e 550°C e reidratados ao ar atingiu o valor mínimo 7 dias após o aquecimento, sendo que a resistência de ambos concretos expostos a 350°C recuperou até aproximadamente 70% da resistência inicial após a reidratação em água e ao ar durante 56 dias. Porém, os concretos submetidos a 550°C obtiveram menor recuperação da sua resistência inicial, já que o concreto convencional reidratado em água durante 56 dias recuperou até aproximadamente 40% da resistência inicial, e na reidratação ao ar a recuperação foi inferior, até 30% da resistência inicial, como mostra a Figura.

Durante seus estudos Harada et al. (1972) observaram que o processo de recuperação da resistência com a reidratação do concreto, utilizado em reactores nucleares, era lento e se iniciava após uma queda inicial da resistência residual durante o primeiro mês. Quatro meses após a exposição a 500°C, o concreto recuperou aproximadamente 70% da resistência inicial e, após 12 meses de reidratação a recuperação foi aproximadamente de 90%. A recuperação foi igualmente observada no módulo de elasticidade, com uma tendência linear, mas não foi tão significativa como no caso da resistência à compressão. Os autores observaram ainda que as grandes fissuras resultantes do aquecimento de 500°C não foram fechadas durante o processo de reidratação.

Poon et al. (2001) investigaram vinte tipos de concreto, convencionais e de alta resistência incorporando diferentes teores de adições minerais (sílica ativa, cinza volante e metacaulim), submetidos às altas temperaturas de 600°C e 800°C e reidratados durante 56 dias através da cura em água e da cura ao ar, em ambiente controlado, com 75% de umidade relativa. Para os autores a recuperação da resistência do concreto submetido a altas temperaturas depende do tipo de concreto, do ambiente de reidratação e da temperatura de exposição. Os resultados obtidos indicam que quer os concretos convencionais (CC) e os concretos de alta resistência (CAR) sofreram um aumento elevado na permeabilidade após exposição a altas temperaturas, no entanto, tiveram uma recuperação significativa da resistência residual após 56 dias de reidratação. Apesar dessa recuperação, a maioria das amostras ensaiadas manteve um grau elevado de permeabilidade.

De acordo com Poon et al. (2001), os CAR tiveram maior capacidade de recuperação da resistência, em comparação com os CC, sendo que após serem submetidos à alta temperatura de 600°C e reidratados durante 56 dias, os CAR recuperaram entre 66 e 93% da resistência inicial, enquanto os CC recuperaram entre 61 e 85% do valor inicial, no mesmo período. Para os 800°C, a recuperação da resistência foi menor, se situando entre 34 e 79% para os CAR, e entre 31 e 56% para os CC. Os concretos com incorporação de cinza volante (CV) tiveram o melhor desempenho na recuperação da resistência residual e a reidratação dos concretos com cura em água permitiu que a recuperação da resistência ocorresse de forma mais rápida, comparativamente à reidratação ao ar, como mostra a Figura 3.22.

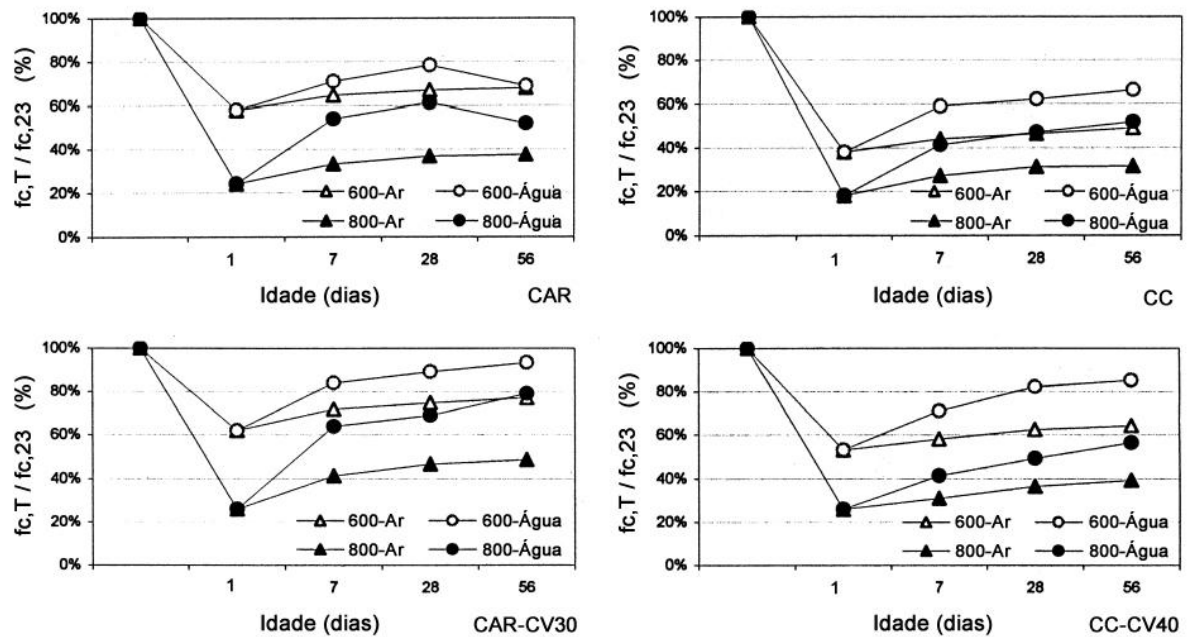


Figura 3.22 – Influência da temperatura de exposição, idade de reidratação e modo de reidratação na resistência residual em concretos convencional (CC) e de alta resistência (CAR), com e sem adição mineral de cinza volante (CV) (POON et al., 2001)

Matsudo et al. (2006) relataram que a recuperação da resistência do concreto de alta resistência, acima de 100 MPa, ao fim de dois anos, foi desprezável, comparativamente ao concreto convencional e Ichise et al. (2003) observaram que a resistência à compressão do concreto de alta resistência aquecido a 500°C e reidratado em água recuperou até 80% da sua resistência inicial.

Khoury (1992) explica que a recuperação da resistência mecânica é devida à reidratação do gel de C-S-H, assim como à hidratação de grãos de cimento não hidratados. Nos seus experimentos o autor observou que algumas amostras de concreto tiveram uma redução na resistência após a reidratação, devido à reidratação do CaO, que é um processo expansivo. Como o CaO resulta da decomposição da portlandita durante o aquecimento, o autor sugere que os concretos com menos conteúdo de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ poderão ter um melhor desempenho na reidratação.

Sarshar e Khoury (1993) observaram que amostras de concreto imersas em água por 7 dias alcançaram menor recuperação da resistência residual do que o concreto reidratado ao ar, em ambiente controlado com 100% de umidade relativa (HR) constante, destacando a importância do método de reidratação na recuperação da resistência do concreto aquecido.

Para os autores, a redução da resistência do concreto nas primeiras idades de reidratação foi devida à expansão das camadas exteriores umedecidas, e a recuperação posterior está associada à regeneração do gel de C-S-H.

Lin et al. (2011) estudaram a reidratação do concreto exposto a temperaturas acima de 400°C, e resfriado ao ar, observando que após 180 dias de reidratação em água o concreto conseguiu recuperar totalmente a sua resistência inicial. Os autores descobriram, através do estudo da microestrutura do concreto danificado pelas altas temperaturas, usando a Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), que a absorção da umidade do ambiente de reidratação proporciona um mecanismo para a reidratação do óxido de cálcio e dos grãos de cimento não hidratados, preenchendo os espaços vazios. Os autores observaram longas fibras irregulares de gel C-S-H misturadas com etringita e cristais de CH, resultantes do processo de reidratação, sugerindo que a pulverização com água permitirá uma reidratação adequada do concreto após a desidratação causada pela ação das altas temperaturas.

Através da análise de MEV, Poon et al. (2001) observaram que a fissuração severa e a decomposição da matriz cimentícia, em amostras de concreto expostas a 800°C, foram responsáveis pela redução da resistência e da durabilidade do concreto.

Na Figura 3.23 é possível observar os efeitos da reidratação do concreto em água ao longo do tempo.

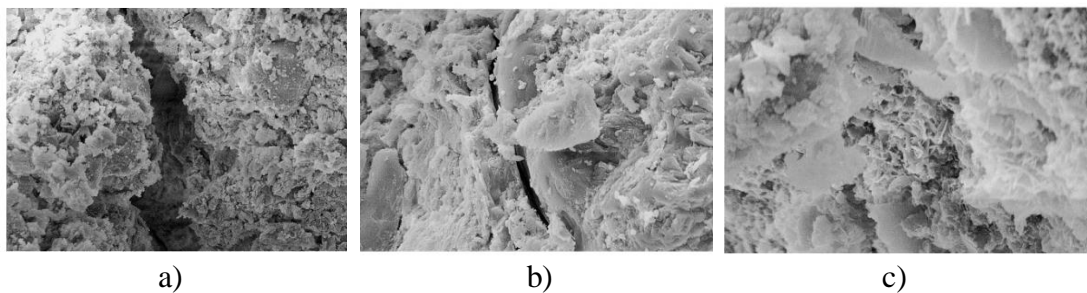


Figura 3.23 – Efeito da reidratação do concreto após 800°C com cura em água (a) após o aquecimento (b) após 7 dias de reidratação (c) após 28 dias de reidratação (POON et al., 2001)

A Figura 3.23 mostra que os produtos de reidratação preencheram parcialmente as fissuras e os vazios após 28 dias de reidratação em água. Foram identificados nas análises de espectroscopia de energia dispersiva de raios X (EDS) compostos de etringita, C-S-H e algumas partículas de cimento não hidratadas.

Yang et al. (2009) estudaram a reidratação de concretos, com várias relações água/aglomerante, expostos a altas temperaturas de até 600°C, durante diferentes tempos de exposição, de até 2 horas, e observaram que a reidratação ao ar, até 180 dias, não proporcionou recuperação significativa da resistência residual dos concretos. Alonso e Fernandez (2004) observaram que a pasta de cimento aquecida não se mantém estável em ambiente úmido, porque ocorrem reações de reidratação expansivas e, conseqüentemente, a fissuração aumenta após o resfriamento, gerando danos adicionais no concreto.

Li e Li (2010) investigaram a recuperação do concreto com relação a/agl de 0,5 exposto a altas temperaturas através da reidratação durante 90 dias. Após 28 dias de cura em água, os corpos de prova de 100x200mm foram armazenados na temperatura ambiente para estabilização da resistência e umidade durante 12 meses. O aquecimento foi realizado em forno elétrico seguindo a curva padrão ISO 834. Atingida a temperatura de ensaio os corpos de prova permaneceram por 150 minutos dentro do forno com temperatura constante. Foram testados 2 modos de resfriamento, resfriamento ao ar na temperatura ambiente e resfriamento com jateamento de água durante 15 minutos. Após o resfriamento foi aplicado na superfície de alguns corpos de prova um redutor de permeabilidade (I), que reage com o Ca(OH)_2 na presença de água e forma C-S-H, preenchendo os vazios e fissuras. Para a aplicação do impermeabilizante os corpos de prova foram previamente umedecidos. Após 7 dias de cura do impermeabilizante, realizada com pulverização de água 2 vezes ao dia, os corpos de prova foram reidratados ao ar até 90 dias. Os autores observaram que em 200°C o modo de resfriamento não influenciou a resistência residual do concreto, decrescendo apenas 8% e 10% do valor inicial respectivamente para resfriamento ao ar e resfriamento com jateamento de água. O decréscimo da resistência com o aumento da temperatura se acentuou entre os 450°C e 600°C, devido à perda da água quimicamente ligada, associada à decomposição dos hidratos e à destruição do gel de C-S-H, alterando significativamente a estrutura de microporos do concreto. Em 750°C a degradação do concreto foi substancialmente maior, devido essencialmente ao aumento da permeabilidade do concreto causada pela descarbonatação da calcita (CaCO_3) e ao aumento da interconectividade dos poros, sendo que a perda de resistência foi respectivamente 68% e 82% para o concreto resfriado lentamente e bruscamente. A Figura 3.24 apresenta os resultados obtidos após resfriamento e na reidratação dos concretos para 200°C, 300°C, 450°C, 600°C e 750°C.

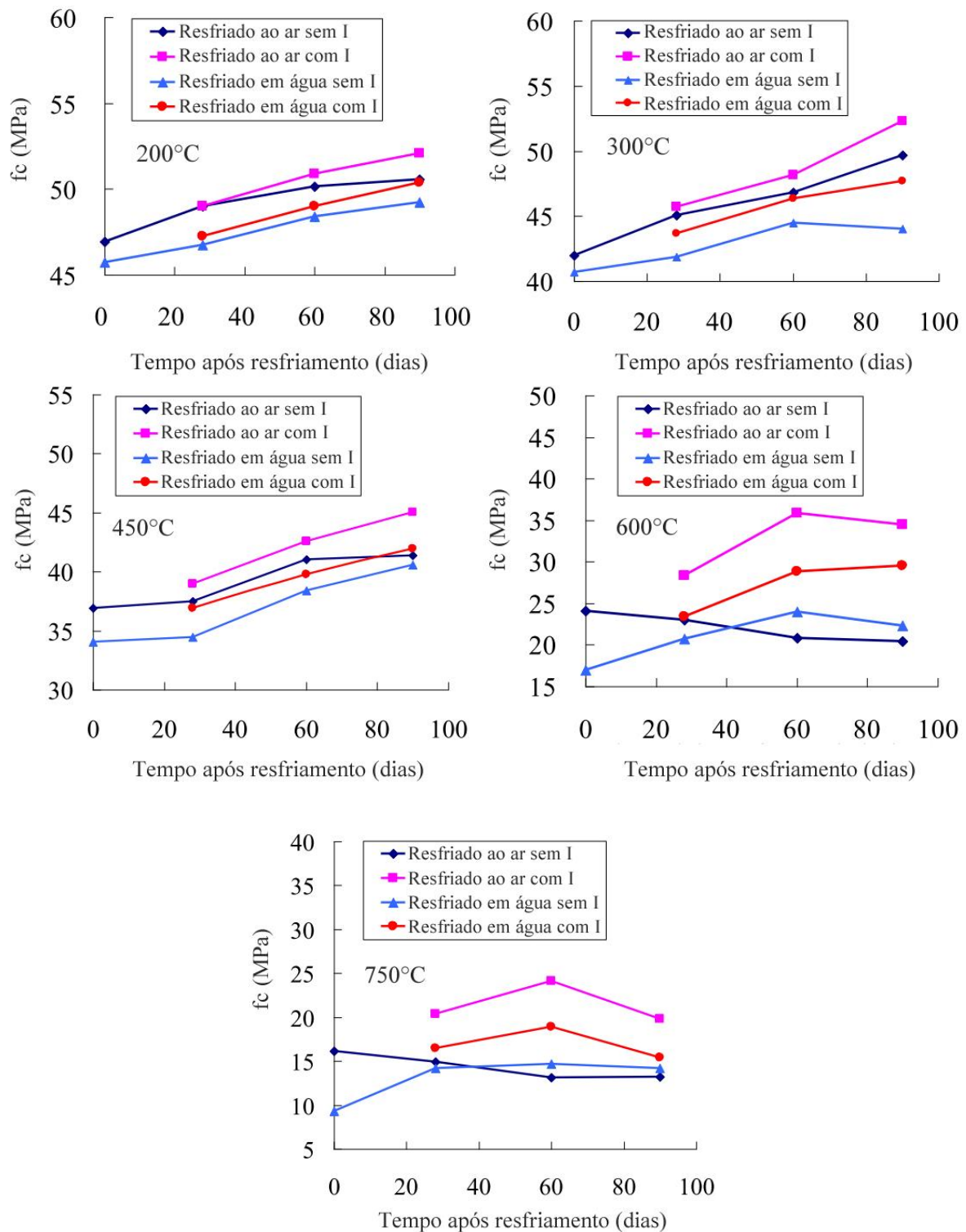


Figura 3.24 – Efeito da temperatura de exposição, modo de resfriamento e idade de reidratação ao ar na resistência residual do concreto impermeabilizado (com I) e não impermeabilizado (sem I) após o resfriamento (LI e LI, 2010)

Na reidratação, Li e Li (2010) observaram que a recuperação do concreto dependeu do dano inerente à temperatura de exposição, do modo de resfriamento e da aplicação ou não do

impermeabilizante. Em 750°C a resistência residual do concreto resfriado ao ar diminuiu com a reidratação, porém o resfriamento com água causou ligeira recuperação da resistência ao fim de 90 dias, estabilizando em 30% da resistência inicial. Em 200°C, o resfriamento lento foi mais favorável, se observando uma recuperação da resistência de 99% ao fim de 90 dias de reidratação. Em 600°C após o resfriamento com água ocorreu um aumento da resistência residual, porém, a resistência final ficou aproximadamente 60% abaixo da resistência inicial. A recuperação da resistência foi superior praticamente em todos os corpos de prova onde foi aplicado o redutor de permeabilidade, especialmente em temperaturas mais elevadas, igual a 80%, nos corpos de prova aquecidos a 750°C e resfriados ao ar, reidratados durante 60 dias.

Tae-Ho e Henry (2015) estudaram a reidratação da argamassa de alta resistência. Após 28 dias de cura os corpos de prova foram expostos à alta temperatura de 500°C durante 1 hora, posteriormente, foram resfriados ao ar durante 1 hora e imersos em água para reidratação. Foi observado que nas regiões desidratadas logo após 1 dia de reidratação a região fissurada apresentou sinais de regeneração, e após 28 dias de reidratação a recuperação foi significativa, com as fissuras praticamente auto-seladas. Nas regiões onde ocorreu sinterização a auto-recuperação da argamassa não foi possível. Em estudos complementares, os autores observaram na argamassa de alta resistência exposta a 550°C e reidratada em água durante 28 dias que a resistência residual recuperou até 72% da resistência inicial, enquanto que a porosidade recuperou por completo.

Apesar das divergências nos resultados apresentados, as pesquisas indicam que o concreto reidratado ao ar não terá capacidade de recuperar significativamente a sua resistência e que existe um limite para a temperatura de exposição, próximo a 600°C, acima do qual a regeneração do concreto não será possível, uma vez que a partir desta temperatura se dá a decomposição significativa do C-S-H (CÁNOVAS, 1988; POON et al., 2001; LI e LI 2010). Por outro lado, o concreto danificado pelas altas temperaturas quando reidratado com água pode recuperar significativamente a sua resistência, através do preenchimento da estrutura de poros e regeneração de fissuras com produtos de reidratação, entre os quais, C-S-H e portlandita (POON et al., 2001; SOUZA e MORENO JUNIOR, 2003 e 2010; HAN e HENRY, 2015).

3.6 AVALIAÇÃO DA DEGRADAÇÃO DO CONCRETO ATRAVÉS DO ENSAIO DE VELOCIDADE DE PULSO ULTRASSÔNICO

Em 1948 Jones (*apud* Malhotra e Carino, 2004) iniciou os primeiros testes com o ensaio de VPU no concreto e a partir da década de 1960 a técnica começou a ser aplicada de forma mais ampla nas estruturas de concreto. Para Whitehurts (1951), a qualidade do concreto pode ser classificada em função da VPU da seguinte forma: “excelente”, para VPU superior a 4500 m/s; “boa”, para VPU entre 4500 e 3500 m/s; “duvidosa”, para VPU entre 3500 e 3000 m/s; pobre, para VPU entre 3000 e 2000 m/s e “muito pobre”, para VPU inferior a 2000 m/s.

Para Malhotra (1976) e Malhotra e Carino (2004) o ensaio de velocidade de propagação de pulso ultrassônico (VPU) é um ensaio não destrutivo (NDT) de fácil execução, que permite detectar a microfissuração interna e outras alterações decorrentes da deterioração do concreto, e através do qual é possível estimar a resistência do concreto. Chung e Law (1985) observaram que a determinação da profundidade das camadas de concreto danificadas pelo fogo através da VPU constitui uma técnica expedita e razoavelmente precisa, porém, em temperaturas muito elevadas, a fissuração excessiva pode dificultar as medições, e, por conseguinte, limitar a utilização desta técnica. Landis et al. (2002) afirmam que o ensaio de VPU pode ser aplicado com segurança para avaliar a uniformidade do concreto em uma estrutura. De acordo com Neville (2015), o ensaio de velocidade de propagação de pulso ultrassônico não deve ser utilizado para estimar a resistência do material, por depender de inúmeros fatores, porém, permite verificar a fissuração, vazios e a deterioração do concreto devida à exposição a altas temperaturas.

Para Jones (1954 *apud* Malhotra e Carino, 2004) a umidade interna do concreto afeta significativamente a VPU na temperatura ambiente, sendo que para concretos convencionais saturados a VPU é aproximadamente 5% maior do que em concretos secos, no entanto, essa diferença é reduzida para concretos de alta resistência, devido à menor porosidade. Já o tipo de aglomerante e as adições poderão afetar a VPU devido à influência desses fatores na velocidade e no grau de hidratação da pasta, sendo que quanto mais hidratado o concreto estiver maior será a VPU. A relação a/agl também influencia a VPU, sendo inversamente proporcional.

Kaplan (1952) afirma que a VPU do concreto curado em ambiente laboratorial é superior à obtida no concreto curado *in situ*. Para Lorenzi et al. (2003) a velocidade de propagação está fortemente ligada à porosidade do concreto e a presença de água nos poros pode influenciar fortemente os resultados. Este fator é particularmente importante no caso de concretos resfriados com água, uma vez que a absorção de água através dos poros pode ser significativa.

Chiang et al. (2004) avaliaram os efeitos da temperatura de exposição, de até 800°C, e do tempo de exposição, de até duas horas, em corpos de prova de concreto cilíndricos, de 120x240 mm, confirmando que a resistência residual à compressão diminuiu com o aumento da temperatura e do tempo de exposição às altas temperaturas, e que existe uma relação linear, com alto grau de correlação, entre a VPU e a resistência residual, para os tempos de exposição entre 30 e 120 minutos, e para temperaturas de exposição variando entre 500°C e 700°C.

Savva et al. (2005) testaram concretos com diferentes tipo de agregado sob ação das altas temperaturas, observando que abaixo de 300°C o tipo de agregado não influenciou significativamente os resultados, porém, ocorreu redução significativa da VPU com o aumento da temperatura, mais severa nos concretos com agregados silicosos, obtendo valores residuais para a VPU aproximadamente iguais a 65% e 20%, respectivamente, para os concretos com agregado silicoso expostos a 300°C e 600°C.

Os resultados obtidos por Wendt (2006) mostram que existe boa correlação, obtida através do ajuste tipo potencia, entre a VPU e a resistência residual, com coeficiente de correlação, R, igual a 0,90, e forte correlação entre a VPU e o módulo estático de elasticidade, obtida através do ajuste exponencial, com coeficiente R igual a 0,98.

Yang et al. (2009) testaram a influência da temperatura e tempo de exposição em corpos de prova cilíndricos de concreto, de 100x200 mm, aos 90 dias de idade, aquecidos a 2,5°C/min até à condição térmica *steady state* e, logo após, resfriados lentamente ao ar. Os autores obtiveram resistência residuais no concreto convencional, com relação a/agl de 0,58, exposto durante uma hora a 400°C e 600°C, respectivamente, de 80% e 25% da resistência inicial, e quando exposto durante duas horas a 400°C e 600°C, a resistência residual foi 70% e 20% do valor inicial. Na VPU os valores residuais médios foram, respectivamente, de 80% e 35%, e 78% e 23%, relativamente à temperatura ambiente. Os autores constataram que ocorreu uma redução significativa da VPU em 600°C, e que a redução da VPU está relacionada com a fissuração extensa dos corpos de prova. O aumento do tempo de exposição às altas

temperaturas provocou uma redução significativa na VPU residual do concreto, independentemente da mistura de concreto, e foi possível estabelecer uma correlação forte entre a resistência residual e a VPU residual através do modelo de regressão linear, com coeficiente de determinação, R^2 , igual a 0,93.

Hager et al. (2013) afirmam que a VPU depende da umidade do concreto, que a desidratação dos compostos da pasta provoca redução significativa na VPU e que o ensaio de VPU pode ser utilizado para determinar a degradação do concreto. Os autores estudaram a influência das altas temperaturas na resistência e na VPU de cubos (de 150 mm) de concreto convencional e de alta resistência, de 50 MPa e 98 MPa. Os concretos foram aquecidos a $0,5^\circ\text{C}/\text{min}$ até 200°C , 400°C , 600°C e 800°C , durante 5 horas, e, posteriormente, foram resfriados lentamente dentro do forno. Os autores observaram redução da resistência em ambos os concretos com o aumento da temperatura, e a redução foi mais significativa acima de 400°C . As VPU padrão, na temperatura ambiente, foram iguais a 4180 m/s e 4870 m/s, respectivamente, para o concreto convencional e concreto de alta resistência. Após 600°C a VPU foi, respectivamente, igual a 1100 m/s e 1800 m/s. Com base nos resultados experimentais, os autores constataram forte correlação, obtida com base no modelo de regressão exponencial, entre a resistência e a VPU, com coeficiente R^2 igual a 0,961 e 0,941, respectivamente, para o concreto convencional e concreto de alta resistência. Os valores em termos absolutos foram diferentes entre os dois concretos, porém a tendência de degradação foi similar.

Alonso (2009) constatou redução acentuada da VPU em função do aumento da extensão de fissuração e da abertura de fissura.

Kirchhof et al. (2015) constataram em seus experimentos que a redução da resistência e da VPU no concreto convencional e concreto de alta resistência, expostos a altas temperaturas de até 600°C , se deveu ao aumento da porosidade e da permeabilidade, observando que existe relação entre a VPU e a resistência residual.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste item é apresentado o programa experimental da pesquisa, a dosagem dos concretos, a caracterização física e química dos materiais e o detalhamento dos métodos utilizados.

4.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental da pesquisa foi dividido em duas etapas, uma primeira etapa exploratória e uma segunda etapa, considerada como etapa principal. Na etapa exploratória foi dividida em quatro fases sequenciais e a etapa principal foi dividida em duas fases consecutivas.

Na etapa exploratória, estudou-se a influência da temperatura de exposição e da substituição mineral de cinza de casca de arroz (Fase A), do envelhecimento natural (ambiente de acondicionamento dos corpos de prova – Fase B), da taxa de aquecimento (Fase C) e do tempo de exposição às altas temperaturas (Fase D) na resistência residual, módulo estático de elasticidade residual, massa residual e velocidade de propagação de pulso ultrassônico (VPU). A partir dos resultados experimentais obtidos nesta etapa foram selecionados os fatores controláveis para a etapa principal.

A etapa principal foi dedicada ao estudo da influência do teor de substituição, do modo de resfriamento (Fase E) e do tempo de reidratação em ambiente controlado (Fase F), na resistência residual, massa residual e VPU, quer para o concreto convencional e concreto especial com cinza de casca de arroz amorfa (CCA1). O módulo de elasticidade não foi determinado nesta etapa devido ao elevado grau de fissuração dos corpos de prova, o que não permitiu obter leituras confiáveis no equipamento de ensaio.

Como denominador comum entre ambas as etapas se propôs estudar a correlação entre a resistência residual à compressão dos concretos e a velocidade de propagação de pulso ultrassônico (VPU).

Os ensaios macroestruturais, assim como, os ensaios de VPU foram realizados no Laboratório de Ensaio e Modelos Estruturais da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LEME/UFRGS). O diagrama da Figura 4.1 resume o planejamento experimental por etapas.

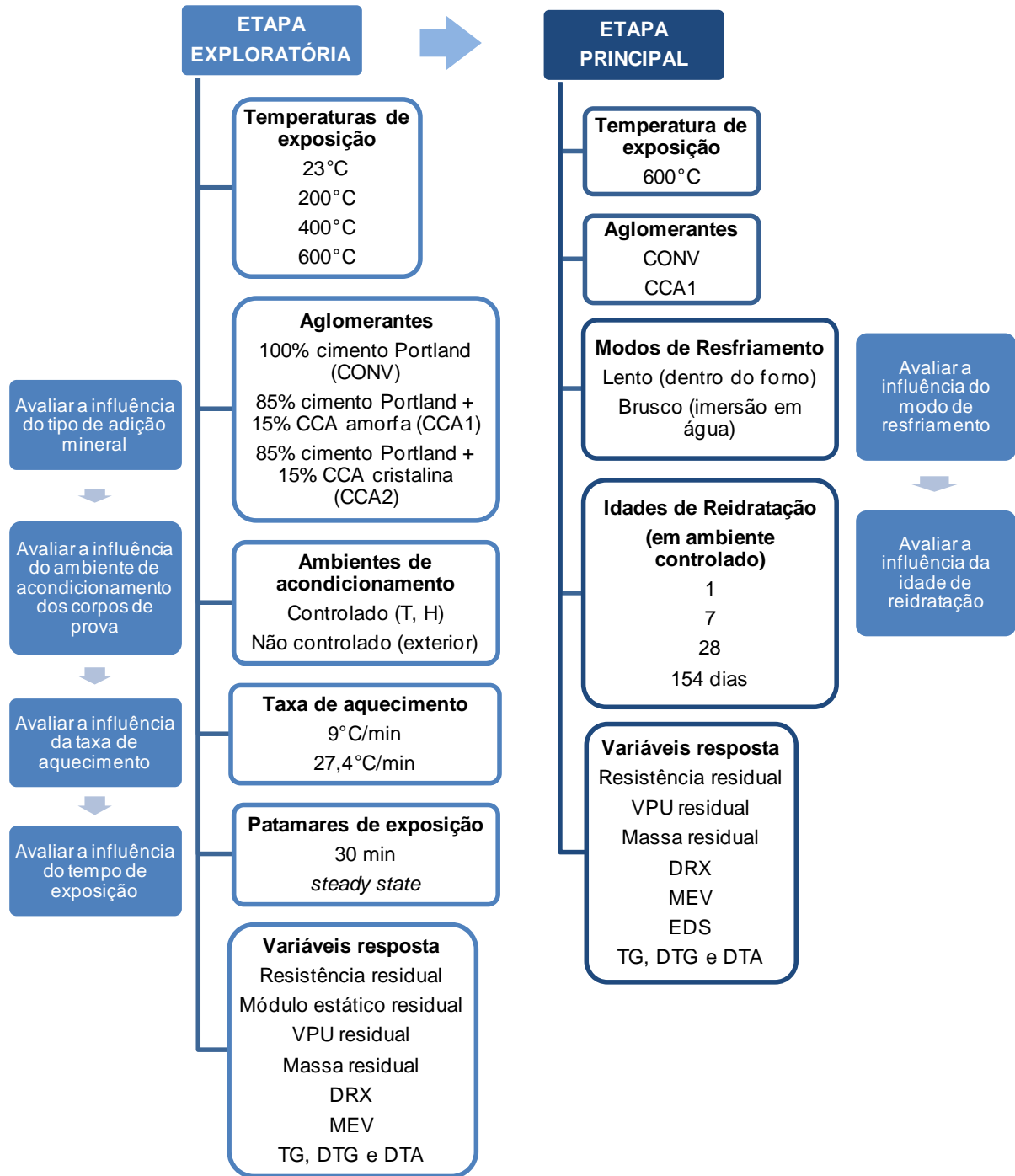


Figura 4.1 – Diagrama-resumo do programa experimental

Convém referir que uma etapa preliminar antecedeu o programa experimental da pesquisa. Essa etapa incluiu a revisão da literatura e diversos testes para definir as temperaturas de ensaio a adotar na pesquisa, comparar o desempenho entre várias adições minerais, definir as dosagens dos concretos e os outros parâmetros de ensaio.

Para poder viabilizar a pesquisa, algumas variáveis tiveram que ser mantidas constantes durante o programa experimental, tais como o tipo de cimento Portland, o tipo de agregado, a relação água/aglomerante e a taxa de aquecimento. A definição dos valores para os fatores constantes foi feita na etapa preliminar. Com isso foi possível manter o foco da pesquisa no estudo da influência dos fatores controláveis nas variáveis de resposta. Os itens seguintes detalham as várias etapas experimentais da pesquisa.

4.1.1 Etapa exploratória

A etapa exploratória foi dividida em quatro fases sequenciais, fase A, fase B, fase C e fase D, com matrizes experimentais distintas. Com os resultados obtidos foi possível escolher os parâmetros de ensaio e os fatores controláveis a adotar na etapa principal, especificamente, a cinza de casca de arroz a incorporar na mistura de concreto especial, o ambiente de acondicionamento para a estabilização da umidade dos concretos, a taxa de aquecimento, a temperatura de exposição e o tempo de exposição às altas temperaturas.

A matriz experimental da fase A, foi desenhada para avaliar a influência dos fatores controláveis - tipo de aglomerante (em três níveis) e temperatura de exposição (em quatro níveis) – nas variáveis de resposta – resistência à compressão simples, f_c , módulo estático de elasticidade, E_c , massa, M , e velocidade de pulso ultrassônico, VPU.

Foram selecionadas duas cinzas de casca de arroz disponíveis na região Sul para serem utilizadas como substituição parcial do cimento Portland: uma cinza vendida comercialmente como sílica de casca de arroz, fornecida pela empresa SVA – Sílica Verde do Arroz Ltda (Pilecco), produzida a partir da queima e moagem controladas (CCA1), e outra cinza de menor qualidade produzida sem queima controlada (CCA2), fornecida pela UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense, em Santa Catarina.

Um dia após a moldagem, os corpos de prova foram colocados em cura úmida durante 27 dias. Após esse período, os corpos de prova foram acondicionados durante oito meses em ambiente controlado no interior do laboratório, com temperatura e umidade constantes de $23\pm 2^\circ\text{C}$ e $50\pm 5\%$, de acordo com as recomendações da RILEM TC 129-MHT (2004), para estabilização da resistência e umidade. O ambiente controlado foi fixado como ambiente padrão para os ensaios em altas temperaturas.

Foram testados quatro níveis de temperatura distintos, 23°C, 200°C, 400°C e 600°C, estabelecidos com base na revisão da literatura, de forma a poder avaliar os possíveis danos em temperaturas menos elevadas, que podem originar resultados divergentes, e os danos na temperatura a partir da qual se dá uma degradação mais acentuada da resistência do concreto. Após se atingir a temperatura de ensaio, manteve-se a temperatura constante durante 30 minutos. Este patamar de temperatura foi escolhido para comparação de resultados com os resultados de outros autores (LIMA, 2005; WENDT, 2006; entre outros) e para avaliar a degradação do concreto decorrente de um curto período de exposição às altas temperaturas através do ensaio não destrutivo de VPU. Foi utilizada taxa de aquecimento de 9°C/min, estabelecida com base nas recomendações da norma europeia RILEM TC 129-MHT (2004) e nas limitações do equipamento disponível para ensaio. Esta taxa foi fixada como taxa de aquecimento padrão para os ensaios em altas temperaturas.

Como principais variáveis de resposta quantitativas foram escolhidas: resistência à compressão simples, módulo estático de elasticidade, perda de massa e velocidade de pulso ultrassônico. A Tabela 4.1 resume a matriz experimental da fase A.

Tabela 4.1 – Matriz experimental A

Objetivo	
Avaliar a influência do tipo de aglomerante x temperatura de exposição	
Variáveis	Descrição
Tipos de aglomerante	100% Cimento Portland CPV-ARI 85% CPV-ARI + 15% CCA amorfa (CCA1) 85%CPV-ARI + 15% CCA parcialmente cristalina (CCA2)
Temperaturas de exposição	23°C 200°C 400°C 600°C
Taxa de aquecimento	9°C/min
Patamar de temperatura constante	30 minutos
Variáveis de resposta principais	Resistência à compressão (f_c) Módulo estático de elasticidade (E_c) Massa (M) Velocidade de pulso ultrassônico (VPU)
Amostra para ensaio	
36 CPs cilíndricos 100x200 mm (3 CPs/variável)	
Cura úmida (27 dias) + 8 meses em ambiente controlado ($T=23\pm 2^\circ\text{C}$; $H=50\pm 5\%$)	

Com base nos resultados experimentais obtidos na fase A, foi selecionada para a fase seguinte, fase B, a cinza com o melhor desempenho em altas temperaturas.

Na fase B foram comparados dois ambientes distintos utilizados para o acondicionamento dos concretos, após a cura em câmara úmida durante 27 dias: ambiente padrão de ensaio, controlado no interior do laboratório, mantendo temperatura e umidade constantes, respectivamente, $23\pm 2^\circ\text{C}$ e $50\pm 5\%$, durante oito meses, para estabilização da resistência e da umidade; ambiente no exterior do laboratório, em zona de classe de agressividade II, sem temperatura e umidade controladas, durante oito meses, para comparar o concreto envelhecido naturalmente com o concreto padrão de ensaio, mais 1 mês no interior do laboratório, para estabilização da umidade. Como variáveis de resposta foram escolhidas a resistência à compressão, módulo estático de elasticidade, perda de massa e VPU.

A Tabela 4.2 resume a matriz experimental B.

Tabela 4.2 – Matriz experimental B

Objetivo	
Avaliar a influência do ambiente de acondicionamento x tipo de aglomerante x temperatura de exposição	
Variáveis	Descrição
Ambiente de estabilização	Ambiente interior (controlado) Ambiente exterior (não controlado)
Temperaturas de exposição	23°C 200°C 400°C 600°C
Tipo de aglomerante	100% Cimento Portland CPV-ARI 85% CPV-ARI + 15% CCA amorfa (CCA1)
Taxa de aquecimento	9°C/min
Patamar de temperatura constante	30 minutos
Variáveis de resposta principais	Resistência à compressão (f_c) Módulo estático de elasticidade (E_c) Massa (M) Velocidade de pulso ultrassônico (VPU)
Amostra para ensaio	
24 CPs cilíndricos 100x200 mm (3 CPs/variável)	
Cura úmida (27 dias) + 8 meses em ambiente controlado ($T=23\pm 2^\circ\text{C}$; $H=50\pm 5\%$) Cura úmida (27 dias) + 8 meses em ambiente não controlado (classe de agressividade II) + 1 mês em ambiente controlado ($T=23\pm 2^\circ\text{C}$; $H=50\pm 5\%$)	

Na fase C foi avaliada a influência da taxa de aquecimento nas variáveis de resposta, comparando duas taxas de aquecimento, taxa de aquecimento padrão de ensaio, de 9°C/min, e taxa superior de 27,4°C/min, para o nível de temperatura mais severo, de 600°C, e patamar constante de 30 minutos.

A Tabela 4.3 resume a matriz experimental C.

Tabela 4.3 – Matriz experimental C

Objetivo	
Avaliar a influência da taxa de aquecimento x tipo de aglomerante	
Variáveis	Descrição
Taxa de aquecimento	9°C/min 27,4°C/min
Temperatura de exposição	600°C
Tipo de aglomerante	100% Cimento Portland CPV-ARI 85% CPV-ARI + 15% CCA amorfa (CCA1)
Patamar de temperatura constante	30 minutos
Variáveis de resposta principais	Resistência à compressão (f_c) Módulo estático de elasticidade (E_c) Massa (M) Velocidade de pulso ultrassônico (VPU)
Amostra para ensaio	
12 CPs cilíndricos 100x200 mm (3 CPs/variável)	
Cura úmida (27 dias) + 8 meses em ambiente controlado ($T=23\pm 2^\circ\text{C}$; $H=50\pm 5\%$)	

Na fase D foram comparados dois tempos de exposição às altas temperaturas: tempo necessário para atingir a temperatura de ensaio mais 30 minutos de exposição com temperatura constante; tempo necessário para atingir a temperatura de ensaio mais o tempo necessário para uniformizar-se a temperatura em toda a massa do concreto (estado térmico *steady state*).

O controle da evolução da temperatura no interior do concreto foi realizado instrumentando os corpos de prova com 2 termopares tipo K, colocando um na superfície e outro no núcleo na meia altura. Como variáveis de resposta foram escolhidas a resistência à compressão, módulo estático de elasticidade, perda de massa e VPU.

A Tabela 4.4 resume a matriz experimental D.

Tabela 4.4 – Matriz experimental D

Objetivo	
Avaliar a influência do tempo de exposição x temperatura de exposição x tipo de aglomerante	
Variáveis	Descrição
Tempo de exposição	30 minutos (após se atingir a temperatura de ensaio) <i>Steady state</i> (após se atingir a temperatura de ensaio)
Temperaturas de exposição	23°C 200°C 400°C 600°C
Tipo de aglomerante	100% Cimento Portland CPV-ARI 85% CPV-ARI + 15% CCA amorfa (CCA1)
Taxa de aquecimento	9°C/min
Variáveis de resposta principais	Resistência à compressão (f_c) Módulo estático de elasticidade (E_c) Massa (M) Velocidade de pulso ultrassônico (VPU)
Amostra para ensaio	
24 CPs cilíndricos 100x200 mm (3 CPs/variável)	
Cura úmida (27 dias) + 8 meses em ambiente controlado (T=23°C; H=50%)	

Com base nos resultados obtidos na etapa exploratória, foram escolhidos para a etapa principal: a cinza de casca de arroz com melhor desempenho, na temperatura ambiente e em altas temperaturas; o ambiente controlado para estabilização das amostras antes dos ensaios de altas temperaturas, que garantiu os melhores resultados na temperatura ambiente; a taxa de aquecimento mais baixa, estabelecida com base na RILEM TC 129-MHT (2004) e nas limitações do equipamento disponível para ensaio; a temperatura de exposição mais severa, que causou maiores danos, e que é considerada como temperatura limite para a auto-regeneração do concreto através da reidratação (CÁNOVAS, 1988; POON et al., 2001; LI e LI 2010); o tempo de exposição *steady state*, que garantiu a uniformidade da temperatura em toda a massa do concreto.

4.1.2 Etapa principal

Na fase principal foi avaliada a influência do modo de resfriamento, do teor de substituição e do tempo de reidratação na capacidade de auto-regeneração dos concretos, através da reidratação.

Para o fator controlável modo de resfriamento foram testados 2 níveis – resfriamento lento dentro no forno e resfriamento brusco com imersão em água durante duas horas. Para o fator controlável tipo de concreto (teor de substituição) foram testados dois níveis, especificamente, 0% (CONV) e 15% sobre a massa de cimento de CCA amorfa (CCA1).

Para o fator controlável idade de reidratação foram testados 4 níveis – 1 dia, 7 dias, 28 dias e 154 dias. Nesta etapa, mantiveram-se como fatores constantes a temperatura de exposição mais severa, de 600°C, e o ambiente de reidratação com temperatura e umidade controladas, de 23±2°C e 70±5%. Como variáveis de resposta principais quantitativas foram escolhidas a resistência à compressão simples, a massa e a velocidade de pulso ultrassônico (VPU). Como variáveis de resposta microestrutural foram avaliadas as alterações mineralógicas através de análise de difração de raios X (DRX), as temperaturas de decomposição dos compostos e perdas de massa através das análises térmicas, de termogravimetria (TG), termogravimetria derivativa (DTG) e análise térmica diferencial (DTA), assim como, as alterações morfológicas através da análise de microscopia eletrônica de varredura (MEV). Complementarmente foram avaliadas as alterações químicas através da análise de espectroscopia de energia dispersiva de raios X (EDS) nas amostras reidratadas durante 154 dias. A Tabela 4.5 resume a matriz experimental E.

Tabela 4.5 – Matriz experimental E

Objetivos	
Avaliar a influência do modo de resfriamento x tipo de aglomerante	
Variáveis	Descrição
Modo de resfriamento	Lento (dentro do forno) Brusco (imersão em água)
Tipo de aglomerante	100% Cimento Portland CPV-ARI 85% CPV-ARI + 15% CCA amorfa (CCA1)
Temperatura de exposição	600°C
Tempo de exposição	<i>Steady state</i>
Taxa de aquecimento	9°C/min
Variáveis de resposta principais	Resistência à compressão (f_c) Massa (M) Velocidade de pulso ultrassônico (VPU)
Amostra para ensaio	
18 CPs cilíndricos 100x200 mm (3 CPs/variável)	

A Tabela 4.6 resume a matriz experimental F, referente à reidratação dos concretos, após resfriamento.

Tabela 4.6 – Matriz experimental F

Objetivos	
Avaliar a influência do modo de resfriamento x tipo de aglomerante x idade de reidratação	
Variáveis	Descrição
Modo de resfriamento	Lento (dentro do forno) Brusco (imersão em água)
Tipo de aglomerante	100% Cimento Portland CPV-ARI 85% CPV-ARI + 15% CCA amorfa (CCA1)
Idade de reidratação	1 dia 7 dias 28 dias 154 dias
Temperatura de exposição	600°C
Tempo de exposição	<i>Steady state</i>
Taxa de aquecimento	9°C/min
Variáveis de resposta principais	Resistência à compressão (f_c) Massa (M) Velocidade de pulso ultrassônico (VPU)
Análise microestrutural	DRX (alterações mineralógicas) TG, DTG e DTA (temperatura de decomposição dos compostos e perda de massa) MEV (alterações morfológicas) EDS (alterações químicas)
Amostra para ensaio	
48 CPs cilíndricos 100x200 mm (3 CPs/variável)	
Até 154 dias de reidratação em ambiente controlado ($T=23\pm 2^\circ\text{C}$; $H=70\pm 5\%$)	

4.2 MÉTODOS

Neste item são apresentados os métodos utilizados para caracterização dos materiais, produção dos concretos, moldagem e cura dos corpos de prova, acondicionamento para estabilização da resistência e umidade dos concretos; exposição às altas temperaturas, resfriamento e reidratação dos concretos; determinação da variação da massa, velocidade de propagação de pulso ultrassônico (VPU), módulo estático de elasticidade e resistência à compressão simples; difração de raios X (DRX), análise de termogravimetria (TG), termogravimetria derivativa (DTG) e análise térmica diferencial (DTA), microscopia eletrônica de varredura (MEV) e espectroscopia de energia dispersiva de raios X (EDS); tratamento e análise estatística dos resultados experimentais.

4.2.1 Metodologia de ensaio

Para avaliar os efeitos dos parâmetros de controle nas variáveis de resposta – massa residual, velocidade de propagação de pulso ultrassônico (VPU), módulo estático de elasticidade e resistência à compressão simples foram sequenciados os procedimentos de ensaio de acordo com a Figura 4.2.

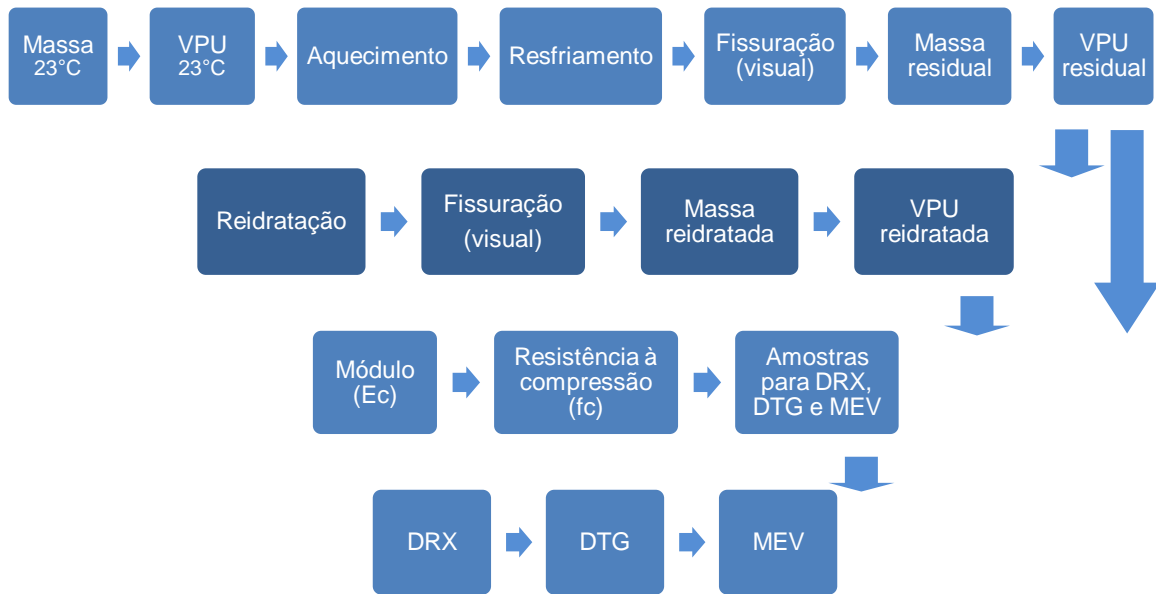


Figura 4.2 – Diagrama-resumo da metodologia de ensaio

4.2.2 Caracterização dos materiais

Neste item se apresentam os principais ensaios realizados para a caracterização dos materiais

4.2.2.1 Massa específica

A massa específica foi determinada através da NBR NM23 (2001), por meio do frasco volumétrico de LeChatelier, no LEME /UFRGS.

4.2.2.2 Granulometria a laser

A granulometria dos materiais foi determinada por difração a laser. A difração de laser é uma técnica que permite determinar o tamanho e a distribuição das partículas. As partículas são dispersas num fluido em movimento provocando descontinuidades no fluxo do fluido, as quais são detectadas por uma luz incidente e correlacionadas com a dimensão da partícula.

O princípio do método consiste na relação inversamente proporcional entre o ângulo de difração e o tamanho da partícula.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Materiais Cerâmicos da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LACER/UFRGS).

4.2.2.3 Perda ao fogo

O teor de carbono das cinzas de casca de arroz foi determinado pela perda ao fogo, obtida de acordo com os procedimentos da NBR NM18 (ABNT, 2012). Os ensaios de perda ao fogo foram realizados no LACER/UFRGS.

4.2.2.4 Índice de atividade pozolânica

O índice de atividade pozolânica (IAP) das cinzas de casca de arroz foi determinado com base nos procedimentos recomendados pela NBR 5752 (ABNT, 2012). Foi preparada a argamassa de referência com 100% de cimento Portland CPV-ARI e a argamassa com substituição de 35% do volume absoluto de cimento por CCA, de forma a obter espalhamento de 225 ± 5 mm. A determinação da resistência à compressão das argamassas foi realizada em corpos de prova cilíndricos de 50x100 mm e seguiu os procedimentos da NBR 7215 (ABNT, 1997). O índice de desempenho da cinza foi determinado pela relação entre a resistência da argamassa com CCA e da argamassa de referência aos 28 dias, em percentagem.

Os ensaios para a determinação do IAP foram realizados no LEME/UFRGS.

4.2.2.5 Composição química

A composição química dos aglomerantes foi determinada através da análise de espectrometria por fluorescência de raios X (FRX), realizada no Laboratório de Tecnologia Mineral e Ambiental da UFRGS (LTM/UFRGS), no espectrômetro modelo MiniPaI4, da marca PANalytical.

Na espectrometria por fluorescência de raios X, as moléculas do material, sólido ou em solução, são excitadas por radiação, num comprimento de onda específico, e a radiação emitida pelas moléculas é registrada em espectros de emissão de fluorescência, a partir dos quais se realizam as análises qualitativas e quantitativas das substâncias fluorescentes, permitindo determinar a composição química dos aglomerantes.

4.2.3 Produção dos concretos e pastas

As misturas de concreto foram confeccionadas em betoneira de eixo inclinado com capacidade para 400 litros. A colocação dos materiais na betoneira foi realizada na seguinte ordem: agregado graúdo, metade da água de amassamento, cimento e cinza de casca de arroz, restante água de amassamento e, por último, agregado miúdo. A consistência do concreto foi controlada através do ensaio de abatimento de tronco de cone, realizado de acordo com a NBR NM 67 (ABNT, 1998). As pastas foram preparadas utilizando relação a/agl de 0,4 de forma a obter consistência adequada para a moldagem dos corpos de prova.

A produção dos concretos foi realizada no LEME/UFRGS.

4.2.4 Moldagem e cura dos corpos de prova

Para os ensaios de ruptura foram moldados corpos de prova cilíndricos de 100x200 mm, adensados em duas camadas, em mesa vibratória. A moldagem e a cura dos corpos de prova seguiram as recomendações da NBR 5738 (2015).

Foram moldadas, complementarmente, pastas de cimento de 15x30 mm, para comparação da microestrutura entre pasta e concreto, através da análise de DRX e de MEV, quer na temperatura ambiente, quer após a exposição a 200°C, 400°C e 600°C.

Nas primeiras vinte e quatro horas após a concretagem, os corpos de prova foram mantidos dentro das formas metálicas, cobertos por lona de plástico, para não perderem a umidade. Após esse período, os corpos de prova foram desmoldados e armazenados durante vinte e sete dias em câmara úmida, com temperatura e umidade constantes, respectivamente, de $23\pm 2^\circ\text{C}$ e $98\pm 2\%$.

4.2.5 Acondicionamento dos corpos de prova

Após a cura úmida, os corpos de prova foram acondicionados, até à exposição às altas temperaturas, em dois ambientes distintos, especificamente, ambiente controlado, para estabilização da resistência e da umidade interna, considerado como ambiente padrão de ensaio, e ambiente não controlado no exterior, para simular o envelhecimento natural dos concretos.

Para a estabilização da resistência e da umidade interna em ambiente interior, após a cura úmida os corpos de prova foram acondicionados durante oito meses no laboratório com temperatura e umidade controladas, respectivamente, de $23\pm 2^\circ\text{C}$ e $50\pm 5\%$, conforme

recomendações da norma europeia RILEM TC 129-MHT (2004). Para Mehta e Monteiro (2014) a resistência dos concretos com pozolanas tende a estabilizar em idades acima dos 90 dias, sendo que antes disso as reações químicas podem interferir na resistência à compressão do material. Para a estabilização em ambiente exterior, colocaram-se os corpos de prova distribuídos ao nível do segundo piso do LEME/UFRGS, localizado no Campus do Vale em Porto Alegre/RS, considerado como classe de agressividade ambiental II (NBR 6118, 2014). Os corpos de prova foram expostos ao envelhecimento natural durante oito meses, sob a ação da umidade, da radiação e da temperatura, como mostra a Figura 4.3. Após o envelhecimento natural, os corpos de prova foram colocados em ambiente interior dentro do laboratório durante um mês para estabilização da umidade interna, antes dos ensaios de altas temperaturas.



Figura 4.3 – Acondicionamento dos corpos de prova no ambiente exterior

O clima de Porto Alegre/RS é definido como subtropical úmido e apresenta as quatro estações do ano, embora tenha como característica uma grande variabilidade dos elementos climáticos, por situar-se numa zona de transição. De acordo com o Instituto Nacional de Meteorologia (INMET, 2103) a temperatura média anual em Porto Alegre é de 19,5°C, sendo que no Outono (março a junho) a temperatura varia entre 10°C e 25°C, no Inverno (junho a setembro) varia entre 2°C e 20°C, na Primavera (setembro a dezembro) a temperatura se situa entre 15°C e 30°C e no Verão (dezembro a março) as temperaturas se situam entre 25°C e 35°C. Com base nos dados disponíveis pelo INMET (2013), referentes à estação meteorológica A801 de Porto Alegre, durante os oito meses de estabilização no exterior, os valores registrados para a umidade relativa do ar, radiação, precipitação e temperatura se situaram respectivamente entre 55% e 95%, entre 25 e 1394 kJ/m², entre 0 e 74 mm (total de 1014 mm) e entre 7 e 35°C.

4.2.6 Exposição às altas temperaturas

Terminado o período de estabilização, os corpos de prova foram submetidos à ação das altas temperaturas, estabelecidas de acordo com a literatura especializada, de 200°C, 400°C e 600°C.

O aquecimento foi realizado em forno elétrico industrial computadorizado, modelo Sanchis, utilizando uma taxa de aquecimento de 9°C/min, sem aplicação de carga simultaneamente à ação das altas temperaturas. Não foi possível utilizar taxa de aquecimento inferior, conforme recomenda a RILEM TC 129-MHT (2004), de 1°C/min, para corpos de prova de concreto com diâmetro 100 mm, devido à limitação do forno. Os corpos de prova foram distribuídos equidistantes à fonte de calor para melhor distribuição das temperaturas dentro do forno como mostra a Figura 4.4.

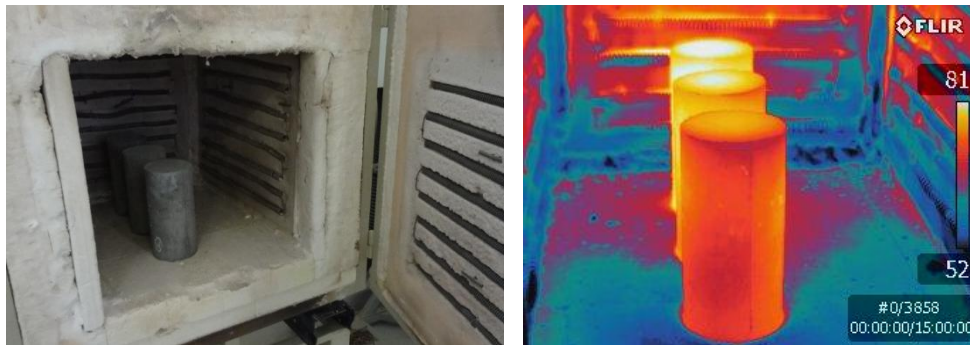


Figura 4.4 – Aquecimento dos corpos de prova de concreto

A taxa de aquecimento de 9°C/min foi fixada como taxa de aquecimento padrão nos ensaios. Para avaliar a influência de diferentes taxas de aquecimento na resistência residual dos concretos, e comparar os resultados obtidos com a literatura, foi testada também, na etapa exploratória, uma taxa de aquecimento superior, de 27,4°C/min, para a temperatura de exposição de 600°C.

Na literatura as taxas de aquecimento utilizadas são bastante variadas. Anderberg (2003), Lima (2005), Wendt (2006) e Kirchof (2010) utilizaram, em estudos anteriores, taxa de aquecimento igual a 27,4°C/min, que corresponde à taxa média de aquecimento calculada através da curva de incêndio-padrão da ISO 834 (2014), para os primeiros 30 minutos de ensaio, utilizada em ensaios de elementos estruturais. Annerel e Taerwe (2008) utilizaram taxas de aquecimento de 20°C/min para comparar os resultados com os concretos aquecidos com taxas entre 3,5°C/min e 10°C/min. Nos ensaios de Li e Li (2010) o aquecimento foi

realizado utilizando a curva ISO 834, onde a temperatura de ensaio é função logarítmica do tempo. A tendência atual para determinar a resistência residual em corpos de prova de concreto é utilizar taxas de aquecimento baixas, convergindo com as recomendações da RILEM 129-MHT. Castillo e Durani (1990) utilizaram taxas de aquecimento entre 7°C/min e 8°C/min. Furumura (1995 *apud* Santos, 2012), utilizou 1°C/min, Poon et al. (2001), Poon e Azhar (2003), Toric et al. (2013) utilizaram taxa de aquecimento de 2,5°C/min, Li et al. (2014) utilizaram taxa de 5°C/min, Annerel e Taerwe (2008) utilizaram taxa de 3,5°C/min, Takano et al. (2001) utilizaram taxa de 10°C/min, Chan et al. (1999) utilizaram taxas entre 5°C/min e 7°C/min, Souza e Moreno Junior (2003) realizaram taxa de aquecimento de 15°C/min e Santos (2012) utilizou taxa de 3°C/min.

A RILEM 129-MHT (2004) especifica, depois de atingir a temperatura máxima de ensaio, manter a temperatura constante durante um período mínimo de 60±5 min de forma a uniformizar a temperatura no corpo de prova (estado térmico *steady state*) e, conseqüentemente, obter a degradação máxima, característica do material.

Neste trabalho foram testados dois tempos de exposição às altas temperaturas. Foi testado o tempo de aquecimento necessário para que a temperatura no interior do corpo de prova atingisse a temperatura de ensaio, considerado o tempo de exposição padrão (estado térmico *steady state*). O tempo *steady state* variou com a temperatura de exposição e com o tipo de concreto, conforme detalhado no item referente à distribuição de temperaturas nos corpos de prova aquecidos. Foi testado também um tempo de exposição mais curto. Atingida a temperatura de ensaio, os corpos de prova foram mantidos dentro do forno em temperatura constante durante 30 minutos, valor adotado para comparação de resultados com pesquisas anteriores (LIMA, 2005; WENDT, 2006; ANNEREL e TAERWE, 2008; LI e LI, 2010). A exposição das pastas de cimento às altas temperaturas foi limitada a 30 minutos para evitar a destruição das mesmas, devido às dimensões reduzidas das amostras.

O controle da temperatura no forno foi feito através de um termopar tipo k, pré-instalado no fundo e topo do forno. Para cada patamar de ensaio se monitorou a evolução da temperatura externa e interna em um corpo de prova de concreto, através de 2 termopares de haste tipo K, com 6 mm de diâmetro, colocados na superfície e no núcleo do corpo de prova, a meia altura. Com base no monitoramento das temperaturas foi estabelecido, para cada patamar de temperatura, o tempo de aquecimento necessário para que a temperatura no interior do corpo

de prova igualasse a temperatura na superfície. A Figura 4.5 ilustra a instrumentação dos corpos de prova com termopares tipo k.

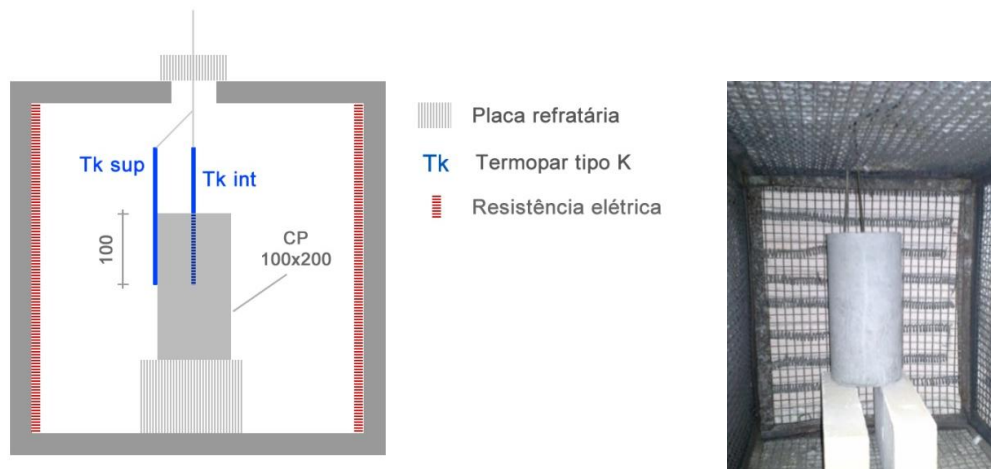


Figura 4.5 – Instrumentação dos corpos de prova com termopares tipo k

O registro e aquisição das temperaturas foi realizada através de um módulo de registro (*Field Logger*) da marca Novus, com capacidade para 8 entradas analógicas, e a aquisição das leituras de temperatura foi feita através do software de aquisição e registro de dados *FieldChart*, que permite a comunicação e tratamento dos dados do registrador.

4.2.7 Resfriamento e reidratação

Este item apresenta as metodologias utilizadas no resfriamento e na reidratação dos concretos.

4.2.7.1 Resfriamento dos corpos de prova

Após o ensaio de altas temperaturas, os corpos de prova permaneceram dentro do forno com a porta aberta, aproximadamente 5 cm, durante 24 horas, para resfriarem lentamente, antes de serem submetidos à pesagem, ao ensaio de VPU e ao ensaio de ruptura por compressão uniaxial. A abertura da porta do forno foi necessária, devido ao isolamento térmico do forno, para que o resfriamento ocorresse.

Na etapa principal (reidratação) o resfriamento brusco foi realizado após a exposição a 600°C, colocando os corpos de prova imersos em uma caixa d'água, contendo aproximadamente 800 litros de água, onde os corpos de prova permaneceram por duas horas. Após esse período, os corpos de prova foram retirados da água, pesados, submetidos ao ensaio de VPU e colocados secando ao ar no interior do laboratório por aproximadamente 22 horas até serem submetidos

ao ensaio de ruptura por compressão. Foram utilizados 3 corpos de prova por variável de estudo. A Figura 4.6 ilustra o modo de resfriamento utilizado.

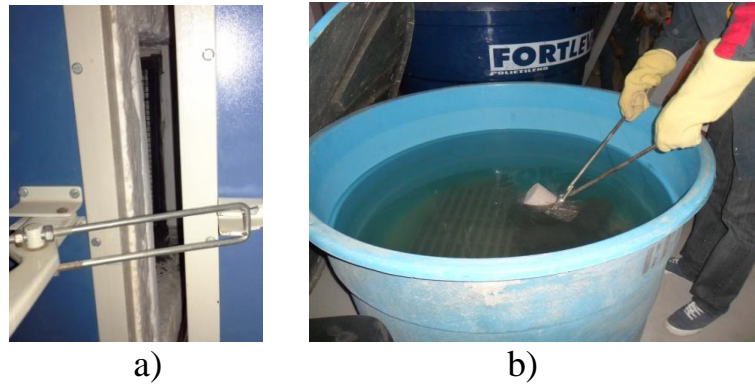


Figura 4.6 – Resfriamento (a) lento dentro do forno (b) resfriamento brusco com imersão em água durante 2 horas

4.2.7.2 Reidratação dos corpos de prova

Após o resfriamento lento e resfriamento brusco os corpos de prova foram colocados em uma câmara climatizada programável (Figura 4.7), da marca Feutron, modelo KPK 200, mantendo temperatura e umidade relativa constantes, respectivamente, de $23\pm 2^{\circ}\text{C}$ e $70\pm 5\%$.



Figura 4.7 – Reidratação dos corpos de prova em câmara climatizada

4.2.8 Variação de massa

A variação da massa (Figura 4.8) foi determinada através da diferença entre a massa inicial e a massa após o resfriamento e após a reidratação. No caso do resfriamento brusco por imersão em água, também se avaliou a variação da massa dos corpos de prova devida à absorção de água, através da diferença entre a massa quente e a massa resfriada com imersão em água (saturada). As pesagens foram feitas em uma balança eletrônica, da marca Bel, com capacidade máxima para 20.000g e precisão 0,1g.

Nas pastas de cimento, as pesagens foram efetuadas em balança analítica da marca Marte, modelo AY220, com capacidade máxima para 220g e precisão de 0.0001g.

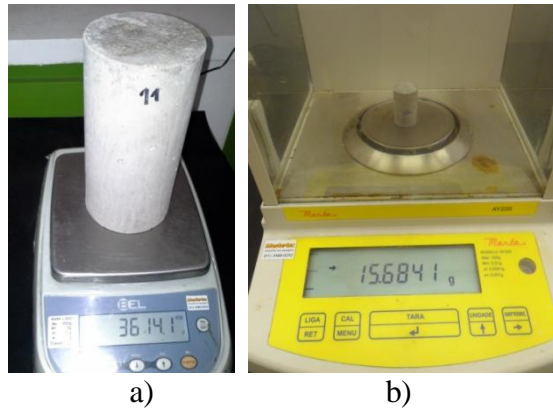


Figura 4.8 – Pesagem dos corpos de prova (a) concreto (b) pasta

4.2.9 Velocidade de propagação de pulso ultrassônico (VPU)

O ensaio de VPU foi utilizado para avaliar a degradação dos concretos devida à ação térmica através de ensaio não destrutivo (NDT) e correlacionar os resultados obtidos com a resistência à compressão, variação de massa e módulo de elasticidade.

A realização do ensaio de velocidade de pulso ultrassônico seguiu as recomendações da norma brasileira NBR 8802 (ABNT, 2013). As medições do tempo de propagação de onda ultrassônica foram realizadas através do método direto, nos mesmos corpos de prova utilizados para determinar a resistência à compressão, antes da exposição às altas temperaturas e após o resfriamento, assim como após a reidratação.

Foi utilizado o equipamento Pundit Lab, da marca Proceq, com transdutor de frequência igual a 54 kHz. O equipamento possui capacidade para aquisição online de dados, análise da forma da onda e controle remoto completo para todos os parâmetros de transmissão.

Para garantir um melhor alinhamento com o eixo, o corpo de prova foi encaixado em um gabarito constituído por 2 moldes de madeira de diâmetro igual ao diâmetro do corpo de prova, com furo centralizado de diâmetro igual ao transdutor, como mostra a Figura 4.9. A utilização de gel para ecografia permitiu garantir a aderência necessária entre o transdutor e o corpo de prova, nos pontos de contacto.



Figura 4.9 – Ensaio de VPU

A velocidade de propagação de pulso ultrassônico, VPU, foi obtida através da relação entre a distância percorrida, igual à altura do corpo de prova, e o tempo de propagação da onda.

4.2.10 Resistência à compressão simples

Foram selecionadas as variáveis de resposta resistência à compressão simples e o módulo estático de elasticidade por serem as principais propriedades do concreto utilizadas em projeto.

A determinação da resistência à compressão simples foi feita de acordo com as recomendações da norma brasileira NBR 5739 (ABNT, 2007). Os ensaios de compressão simples foram realizados 24 horas após a exposição às altas temperaturas.

Os corpos de prova que foram submetidos a resfriamento lento permaneceram as 24 horas dentro do forno desligado, até à hora dos ensaios. Os corpos de prova resfriados bruscamente, com imersão em água durante 2 horas, foram retirados do tanque e colocados ao ar, dentro do laboratório, durante 22 horas até ao ensaio de ruptura. Para o cálculo da resistência média residual à compressão simples, f_c , em cada patamar de temperatura (T), foram utilizados 3 corpos de prova.

Para a preparação das bases dos corpos de prova se utilizou capeamento elastomérico não aderente com neoprene confinado de dureza 70 shore A. De acordo com a norma americana ASTM C1231 (2015), o uso de neoprene confinado produz resultados satisfatórios para concretos com resistência inferior a 80 MPa, desde que sejam respeitadas determinadas condições.

Essas condições são especificadas de acordo com a resistência do concreto, especificamente, dureza do neoprene (70 shore A, para concretos com resistências superiores a 28 MPa) e número máximo de reutilizações (100 reutilizações, para resistências inferiores a 50 MPa, e 50 reutilizações, para resistências entre 50 MPa e 80 MPa). Nos seus experimentos, Richardson (1990) não encontrou diferença na resistência à compressão entre o capeamento com enxofre e o capeamento com neoprene. As diferenças observadas por Barbosa et al. (2009) na resistência à compressão de corpos de prova de concreto de resistência normal preparados com neoprene e com desgaste mecânico não foram estatisticamente significativas. Chies et al. (2013 e 2014) investigaram diferentes técnicas de preparação das bases em concretos de resistência normal e de alta resistência, entre 20 e 120 MPa. Os autores observaram que não ocorreu diferença significativa, relativamente aos valores médios da resistência dos concretos, entre a retificação mecânica por disco rígido e o sistema com neoprene, tanto para os concretos convencionais como para os de alta resistência.

4.2.11 Módulo estático de elasticidade

O ensaio para a determinação do módulo estático de elasticidade, E_c , foi realizado com base na RILEM TC 129-MHT (2004), para uma carga de ensaio correspondente a 30% da carga de ruptura, realizado com dois ciclos de pré-carregamento. O módulo foi considerado correspondente ao módulo tangente inicial, tal como é especificado pela NBR 8522 (ABNT, 2008), considerando as deformações específicas correspondentes à tensão mínima de 0,5 MPa e à tensão máxima igual a 30% da tensão de ruptura. A RILEM TC 129-MHT estipula apenas 2 corpos de prova por ensaio desde que a diferença entre os resultados seja inferior a 20%, porém, foram utilizados três corpos de prova por ensaio para realizar a análise estatística.

Para o ensaio do módulo estático de elasticidade, os corpos de prova foram instrumentados com 2 transdutores de deslocamento do tipo *Linear Variable Differential Transformer* (LVDT), como mostra a Figura 4.10. O corpo de prova instrumentado foi centrado em relação ao eixo de carregamento, sob o prato inferior da prensa servo-controlada, modelo Shimadzu UH-I, com capacidade de carga de até 2000 kN. Foi aplicada carga de compressão à velocidade constante de $0,45 \pm 0,15$ MPa/sec até à ruptura, e as medições, quer da carga, quer da deformação específica, foram registradas no software *Trapezium 2*.



Figura 4.10 – Ensaio de módulo estático de elasticidade

Com base na tensão aplicada e deformação específica o módulo estático de elasticidade em cada corpo de prova de concreto, E_{ci} , foi calculado através da Equação 5, dada pela NBR 8522 (ABNT, 2008).

$$E_{ci} = \frac{\sigma_b - 0,5}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \quad (\text{Eq. 5})$$

Onde:

σ_b = tensão de ensaio, correspondente a 30% de f_c

ε_a = deformação específica correspondente a σ_a igual a 0,5 MPa

ε_b = deformação específica correspondente a σ_b

4.2.12 Difractometria de raios X (DRX)

A difratometria de raios X (DRX) é uma das principais técnicas mais utilizadas na caracterização microestrutural de materiais cristalinos. Uma das vantagens desta técnica é o fato de necessitar de pouco material para a análise.

A DRX permite a análise da estrutura cristalina de um material, através da identificação dos arranjos atômicos e moleculares de sólidos, invisíveis na observação direta. A estrutura cristalina se obtém através da combinação entre o espalhamento de um feixe incidente de raios X por cada átomo do cristal e a interferência entre as ondas espalhadas pelos diferentes átomos. A partir da diferença entre o caminho percorrido pelos raios X e o comprimento de onda da radiação incidente é possível verificar a estrutura cristalina do material (PADILHA, 2000).

As amostras para ensaio de DRX foram coletadas dos corpos de prova rompidos, depois foram moídas e peneiradas, aproveitando-se as partículas passantes na peneira número 200.

O pó obtido, cerca de 20g para cada ensaio, foi enviado ao LACER/UFRGS para ser prensado e ensaiado. As análises de DRX (Figura 4.11) foram realizadas utilizando difratômetro de Raios-X marca Philips, modelo X'Pert MPD, equipado com monocromador curvado de grafite e ânodo fixo de cobre, operando a 40 kV e 40 mA. O intervalo de ângulos analisados foi de 5 a 75°. O passo utilizado foi de 5°/1s. Foi utilizada radiação Cu K α (1,54184 Å), K α 1 (1,54056 Å), K α 2 (1,54439 Å) e K β (1,39222 Å).



Figura 4.11 – Ensaio de DRX

4.2.13 Análises térmicas de TG, DTG e DTA

Conhecidas as temperaturas características de decomposição das fases constituintes do material, as análises térmicas permitem determinar a sua composição, através da perda de massa em função da temperatura. As análises de termogravimetria (TG ou TGA – *Thermogravimetric Analysis*), termogravimetria derivativa (DTG) e análise térmica diferencial (DTA - *Differential Thermal Analysis*) foram realizadas na Central Analítica do Departamento de Química da UFRGS (DEQUI/UFRGS). Foi utilizado o equipamento da TA Instruments, modelo Q600 (Figura 4.12), aquecendo as amostras em atmosfera de nitrogênio até 1000°C, utilizando taxa de aquecimento de 9°C/min. Foi determinada a perda de massa e taxa de perda de massa, em função da temperatura.



Figura 4.12 – Ensaio de DTG

4.2.14 Microscopia eletrônica de varredura (MEV)

A microscopia eletrônica de varredura (MEV) é uma técnica de alto desempenho utilizada no estudo da microestrutura dos materiais. A análise de MEV apresenta grandes vantagens como a facilidade de preparar as amostras, a grande diversidade de informação que se obtém e a boa resolução das imagens, com grande capacidade de magnificação, que pode ultrapassar as 30.000 vezes (JUMATE e MANEA, 2012).

As imagens produzidas pelo microscópio de varredura eletrônica resultam da interação entre o feixe de elétrons de pequeno diâmetro transmitido pelo equipamento através de um filamento aquecido e a superfície da amostra (LIMA, 2005). A partir da análise de MEV foi possível verificar as alterações na morfologia, estrutura e composição química dos produtos de hidratação do concreto submetido a diferentes temperaturas. As amostras para a análise de MEV, com dimensões aproximadamente 10x10 mm, foram coletadas dos concretos e das pastas aquecidas, e fixadas em moedas com fita de carbono de dupla face. Para melhorar a condutividade elétrica foram metalizadas com ouro, de forma a obter imagens mais nítidas.

A metalização das amostras e as análises de MEV foram realizadas no Centro de Microscopia Eletrônica da UFRGS (CME/UFRGS). Para a análise da morfologia das amostras, foi utilizado o modelo JSM-6060 da JEOL, sem integrador de espectroscopia por dispersão de energia de raios X (EDS), permitindo identificar microfissuras, poros e alterações na morfologia da microestrutura após a exposição a altas temperaturas. Na análise química dos concretos reidratados após 154 dias, foi utilizado o modelo EVO MA10, da marca Carl Zeiss, que possui integrador de EDS, como mostra a Figura 4.13, permitindo identificar a composição química dos compostos. A voltagem utilizada foi de 10kV.

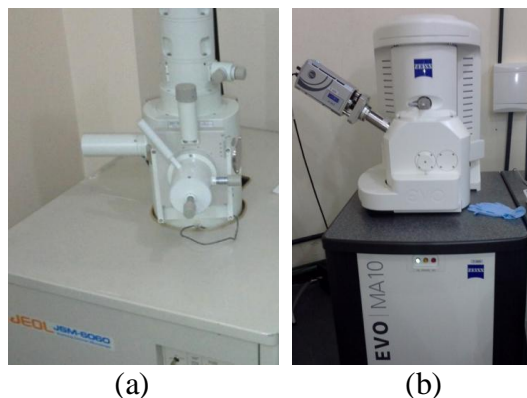


Figura 4.13 – Ensaio (a) MEV (b) EDS

4.2.15 Absorção de água e índice de vazios

A porosidade total foi obtida com base no índice de vazios, *iv*, determinado experimentalmente por imersão em água, de acordo com as especificações da NBR 9778 (ABNT, 2009). Os ensaios de absorção de água por imersão foram realizados na etapa exploratória, para determinar a porosidade total na temperatura ambiente (porosidade inicial) e para determinar a evolução da porosidade total com o aumento da temperatura de exposição (porosidade residual), considerando o tempo padrão de exposição às altas temperaturas (*steady state*).

4.2.16 Tratamento de dados e análise estatística de resultados

Os valores experimentais residuais relativos, expressos em porcentagem, foram calculados através da relação entre os valores obtidos após resfriamento e os valores iniciais, obtidos na temperatura ambiente.

O espúrio de resultados foi feito com base na diferença entre os resultados obtidos em cada repetição e a média de três resultados, adotando variação máxima de 10%.

A variação máxima escolhida foi inferior à especificada pela RILEM TC 129-MHT (2004), de 20%, devido à pouca variabilidade dos resultados experimentais. Em substituição do espúrio se adotou valor igual à média de cada ensaio.

Foi verificada a validade da análise de variância através da análise de dispersão de resíduos. Para determinar a significância dos fatores controláveis nas variáveis de resposta foi realizada, com base nos valores tratados, a análise de variância através da análise ANOVA, no software STATISTICA 7.0. A relação entre variáveis foi considerada como sendo significativa estatisticamente para valores de *p-value* inferiores a 0,05, ou seja, com intervalos de confiança de 95%. A comparação dos vários grupos foi feita com base na relação da variabilidade das médias entre os grupos com a variabilidade das observações dentro dos grupos.

Com base na significância dos fatores controláveis, foi realizada a análise de comparação de médias para cada variável de resposta. Foi avaliada também a correlação entre as variáveis de resposta através da análise de regressão linear e não linear, com base nos resultados obtidos na etapa exploratória e na etapa principal. A correlação foi considerada boa para coeficientes de correlação, *R*, entre 0,90 e 0,95, e forte, para valores de *R* superiores a 0,95.

4.3 DOSAGEM DOS CONCRETOS

Nesta pesquisa foram testados um concreto convencional de cimento Portland e dois concretos especiais dosados com substituição parcial de cimento Portland por cinzas de casca de arroz (CCA).

Foi utilizada relação água/aglomerante, igual a 0,55, e cimento Portland CPV-ARI, para uma resistência média à compressão simples de 40 MPa aos 28 dias de idade. A dosagem dos concretos especiais com cinzas de casca de arroz foi feita utilizando um teor de substituição de cimento Portland, de 15% em massa. O teor de substituição foi escolhido com base na literatura e em estudos de dosagem realizados anteriormente à etapa exploratória. Os concretos tiveram a consistência de dosagem fixada em 150 ± 10 mm, de forma a poderem ser facilmente lançados em obra. A Tabela 4.7 apresenta as quantidades dos materiais utilizados na confecção dos concretos.

Tabela 4.7 – Quantidades de materiais utilizados nos concretos

Dosagem	CONV	CCA1	CCA2
CP-V ARI (kg/m ³)	378,10	321,39	321,39
CCA1 (kg/m ³)	0,00	56,72	0,00
CCA2 (kg/m ³)	0,00	0,00	56,72
Areia (kg/m ³)	771,33	771,33	771,33
Brita (kg/m ³)	1092,71	1092,71	1092,71
a/agl	0,55	0,55	0,55
α (%)	51,3	51,3	51,3

4.4 MATERIAIS

Os aglomerantes foram caracterizados através da análise granulométrica a laser, massa específica, análise de difração de raios X (DRX), análise de fluorescência de raios X (FRX) e perda ao fogo.

O cimento escolhido para esta pesquisa foi o cimento Portland CPV-ARI por não conter pozolanas e pela sua capacidade de atingir altas resistências nas primeiras idades. Na caracterização do cimento foram incluídos os dados do fabricante e os dados obtidos

experimentalmente, especificamente, massa específica, granulometria, resistência à compressão, composição química e perda ao fogo.

A Tabela 4.8 apresenta a caracterização física e química do CPV-ARI utilizado neste trabalho.

Tabela 4.8 – Caracterização física e química do cimento CPV-ARI (Fontes: fabricante e autor)

Características do CPV-ARI	Resultados	Exigido	NBR
Resíduo na peneira 75mm (%)	0,1	≤ 6	11579/91
Finura de Blaine (cm²/g)	4401	≥ 3000	NM 76/98
Tempo de pega			NM 65/02
Início (min)	140	≥ 60	
Término (min)	187	≤ 600	
Expansibilidade a quente (mm)	0	≤ 5,0	11582/91
Massa específica (g/cm³)	3,11	-	NM 23/01
Diâmetro médio (µm)	11,56	-	
Resistência à compressão (MPa)			7215/96
1 dia	27,6	≥ 11	
3 dias	40,4	≥ 24	
7 dias	46,0	≥ 34	
28 dias	55,3	-	
SiO₂ (%)	17,83	-	
CaO (%)	68,11	-	
Al₂O₃ (%)	1,92		
Fe₂O₃ (%)	2,96		
K₂O (%)	1,28		
Perda ao Fogo (%)	2,56	≤ 4,5	NM 18/12
Óxido de Magnésio - MgO (%)	1,49	≤ 6,5	NM 21/04
Trióxido de Enxofre - SO₃ (%)	3,02	≤ 4,5	NM 16/09
Anidrido Carbônico – CO₂ (%)	1,02	≤ 3,0	NM 20/09

As duas cinzas de casca de arroz testadas possuem características físicas e químicas diferenciadas, decorrentes dos diferentes processos de queima e moagem da casca de arroz. A CCA1 é disponibilizada comercialmente no mercado como uma cinza de alta qualidade, proveniente da queima controlada da casca de arroz e moagem controlada da cinza. A CCA2, de qualidade inferior, é utilizada para produção de energia, sem fins comerciais, obtida a partir de queima e moagem não controladas.

As Tabelas 4.9 e 4.10 apresentam resumidamente a caracterização física e química da CCA1 e da CCA2, determinada experimentalmente.

Tabela 4.9 – Caracterização física e química da CCA1

Características	Resultados	Exigências (NBR)
IAP (%)	75	≥ 75 (12653/12)
Massa Específica (g/cm³)	2,05	
Diâmetro médio (µm)	7,83	
Perda ao Fogo (%)	3,05	
SiO₂ (%)	94,06	
K₂O (%)	1,42	
CaO (%)	0,55	
MnO (%)	0,26	

Tabela 4.10 – Caracterização física e química da CCA2

Características	Resultados	Exigências (NBR)
IAP (%)	65	≥ 75 (12653/12)
Massa Específica (g/cm³)	2,21	
Diâmetro médio (µm)	18,92	
Perda ao Fogo (%)	7,87	
SiO₂ (%)	89,10	
K₂O (%)	1,63	
CaO (%)	0,74	
MnO (%)	0,18	

Através da análise de perda ao fogo verificou-se que a CCA2 tem maior teor de carbono residual, o que explica a sua coloração mais escura. A CCA1 tem maior teor de sílica e um diâmetro médio consideravelmente inferior à CCA2. Os teores de álcalis (K₂O) e outras impurezas na CCA1 são inferiores aos observados na CCA2.

Os valores de IAP foram determinados através da NBR 5752 (ABNT, 2012), pela praticidade da metodologia de ensaio. O índice de atividade pozolânica (IAP) da CCA2 foi inferior ao mínimo exigido pela NBR 12653 (ABNT, 2012), de 75%, e o IAP da CCA1 correspondeu ao limite mínimo da norma.

Os IAP das cinzas ficaram aquém do esperado, o que pode ter sido influenciado pela metodologia de ensaio, uma vez que, foi necessário utilizar maior quantidade de água na moldagem das argamassas com CCA, para atingir a consistência requerida em norma. De acordo com Gobbi (2014), a NBR 5752 propõe um método indireto, baseado na resistência da argamassa, que não considera diversos fatores que podem interferir significativamente na resistência da argamassa, como tipo de aglomerante, características físico-químicas da CCA, teor de material amorfo e taxa de reação ao longo do tempo, por isso, pode subestimar a reatividade de algumas pozolanas, como a cinza de casca de arroz. Apesar disso, trata-se de um método fácil de utilizar e que permite comparar entre si diferentes pozolanas.

Na Figura 4.14, obtida a partir da difratometria a laser, é possível observar a diferença na distribuição granulométrica dos aglomerantes.

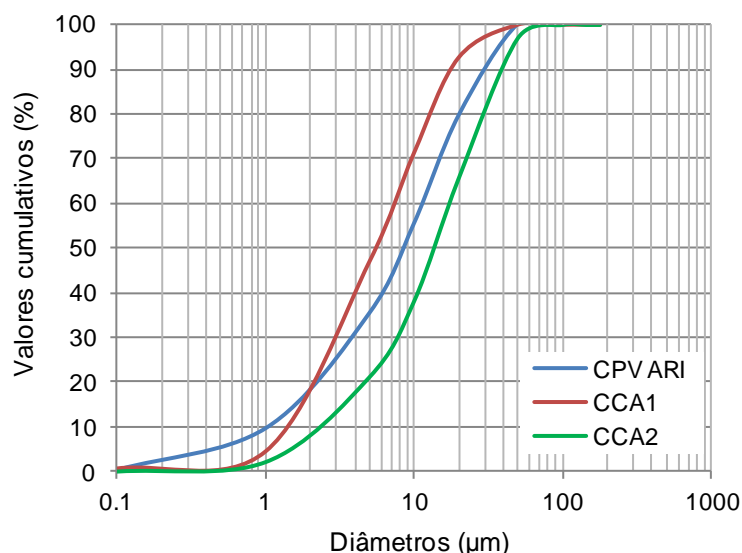


Figura 4.14 – Distribuição granulométrica dos aglomerantes

A sílica de casca de arroz (CCA1) é mais fina do que a cinza cristalina (CCA2), o que contribui para desenvolver uma maior atividade pozolânica, sendo que a curva granulométrica do cimento CPV-ARI se situa entre as duas cinzas, para diâmetros entre 2 μm e 50 μm. O diâmetro médio variou entre 7,83 μm, 11,56 μm e 18,92 μm, respectivamente, para a CCA1, o CPV-ARI e a CCA2.

As difratometrias de raios X (DRX), ilustradas na Figura 4.15, permitiram identificar a estrutura mineral das duas CCA.

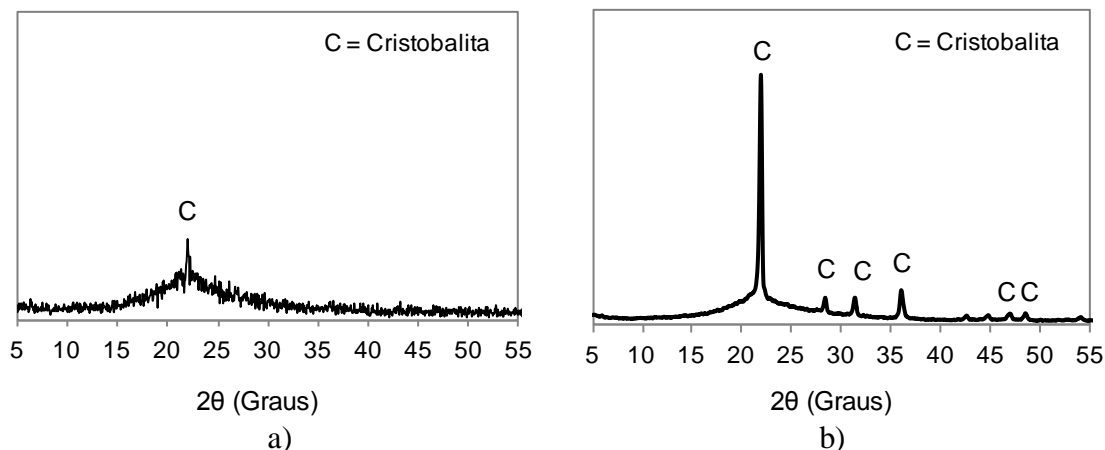


Figura 4.15 – Análise de DRX para as cinzas de casca de arroz (a) CCA1 (b) CCA2

No difratograma da CCA1 foi possível verificar a existência do halo de amorfismo entre os ângulos de 15° e 30° (2θ). Devido à sua estrutura predominantemente amorfa, a CCA1 tende a apresentar maior grau de reatividade, associado à atividade pozolânica, do que a CCA2. Já na CCA2 foram identificados alguns picos cristalinos, essencialmente de cristobalita (SiO₂).

Como agregado graúdo se utilizou brita 1 de origem basáltica, com diâmetro máximo característico de 19 mm, proveniente da região metropolitana de Porto Alegre/RS. A Tabela 4.11 resume as propriedades do agregado graúdo.

Tabela 4.11 – Caracterização do agregado graúdo

Abertura da peneira (mm)	% Retido	% Retido acumulado
25	0	0
19	5	5
12,5	75	80
9,5	19	99
6,3	1	100
<6,3	0	100
Diâmetro máximo característico = 19		
Módulo de finura = 7,04		
Massa específica = 2,90 g/cm³		

Para o agregado miúdo se utilizou a areia disponível na região de Porto Alegre/RS, oriunda do rio Jacuí. A areia natural é quartzosa, tem granulometria contínua, apresenta diâmetro máximo de 2,4 mm e massa específica igual a 2,63 g/cm³.

A Tabela 4.12 resume as características do agregado miúdo.

Tabela 4.12 – Caracterização física do agregado miúdo

Abertura da peneira (mm)	% Retido	% Retido acumulado
6,3	0	0
4,75	0	0
2,36	4	4
1,18	10	14
0,6	30	44
0,3	45	89
0,15	0	89
<0,15	11	100
Diâmetro máximo característico = 2,36		
Módulo de finura = 2,40		
Massa específica = 2,63 g/cm³		

A água utilizada nas misturas de concreto foi proveniente da rede pública de abastecimento de Porto Alegre.

5 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos experimentalmente na temperatura ambiente, após a ação das altas temperaturas na etapa exploratória e após a reidratação na etapa principal, assim como, a análise estatística dos resultados experimentais obtidos nas etapas exploratória e principal.

5.1 RESULTADOS NA TEMPERATURA AMBIENTE

No estado fresco a consistência dos concretos foi determinada pelo abatimento do tronco de cone (*slump test*), tendo-se obtido 160 mm para os concretos com CCA e 200 mm para o concreto convencional. A Figura 5.1 mostra os valores médios obtidos em diferentes idades para a resistência à compressão simples e para o módulo estático de elasticidade do concreto convencional e dos concretos especiais, confeccionados com cinzas de casca de arroz, acondicionados em ambiente interior com temperatura e umidade controladas, de $23\pm 2^{\circ}\text{C}$ e $50\%\pm 5\%$. Os concretos foram referenciados CONV, CCA1 e CCA2 para representar, respectivamente, o concreto convencional, o concreto com 15% de substituição em massa de CCA1 (amorfa) e o concreto com 15% de substituição de CCA2 (parcialmente cristalina).

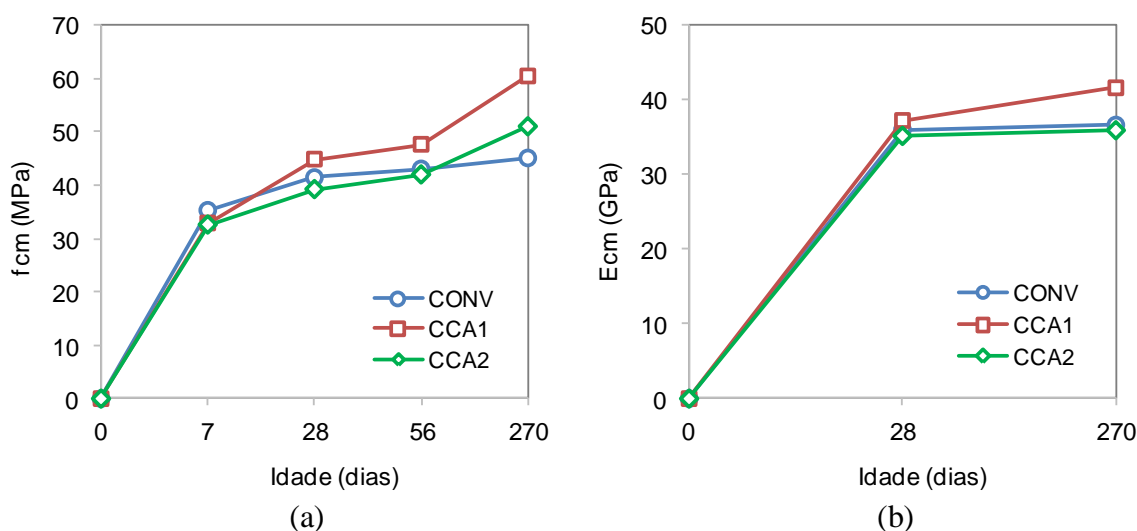


Figura 5.1 – Evolução das propriedades mecânicas dos concretos durante o acondicionamento padrão (a) resistência à compressão (b) módulo estático de elasticidade

Através dos gráficos da Figura 5.1 é possível observar o efeito da reação pozolânica na evolução da resistência, que ocorre de forma mais lenta. Após 270 dias, quer a adição de CCA1 e de CCA2 causou o aumento da resistência à compressão do concreto, embora de forma diferenciada, respectivamente, 34% e 13,2%. O maior aumento de resistência para o concreto com CCA1, cinza mais reativa, por ser mais amorfa e mais fina, se deveu à reação pozolânica e ao efeito de microfíler, enquanto que os ganhos de resistência do concreto com CCA2 se devem à reação pozolânica, uma vez que a finura da cinza parcialmente cristalina foi superior à do cimento. Nove meses após a concretagem, a CCA1 causou um aumento de 13,6% no módulo de elasticidade do concreto, e para o concreto com CCA2 o valor do módulo foi 2% inferior ao módulo do concreto convencional. Apesar do desempenho inferior da CCA2, menos reativa, com mais impurezas e maior teor de carbono, foi possível obter um aumento da resistência do concreto superior a 10% ao fim de nove meses, sem prejudicar significativamente o valor do módulo de elasticidade.

A Figura 5.2 resume os valores da porosidade total dos concretos aos 9 meses de idade, expressa pelo índice de vazios (iv), obtido através da NBR 9778 (ABNT, 2009) e o teor de umidade (H), calculado indiretamente através da diferença entre a massa seca em estufa, a 105°C durante 72 horas, e a massa natural.

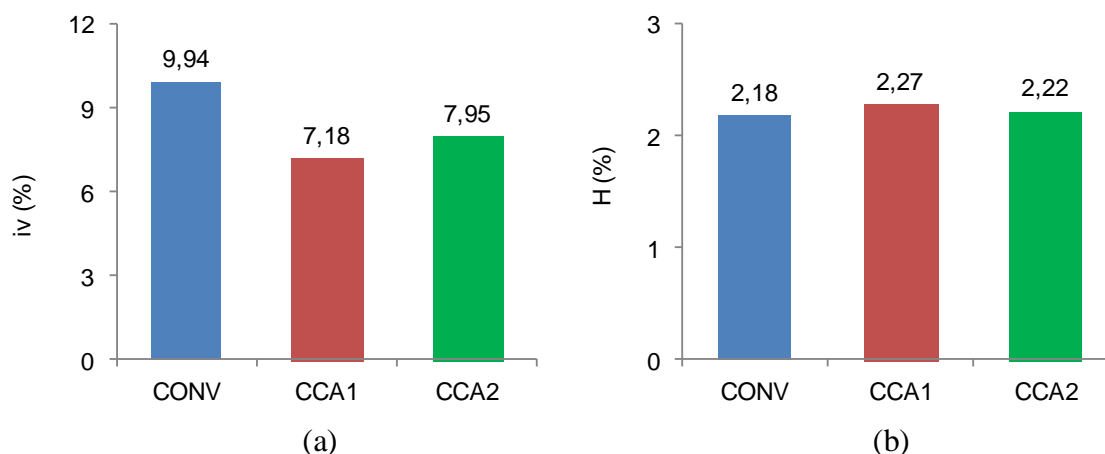


Figura 5.2 – Propriedades dos concretos antes dos ensaios de altas temperaturas (a) índice de vazios (b) teor de umidade

O concreto convencional obteve o maior índice de vazios, igual a 9,98%, enquanto que com a incorporação das cinzas de casca de arroz na mistura se obteve uma redução da porosidade de aproximadamente 30% para a CCA1 e 20% para a CCA2. Quanto ao teor de umidade dos concretos, os valores foram similares, aproximadamente 2,2%.

5.2 RESULTADOS OBTIDOS NA ETAPA EXPLORATÓRIA

Neste item são apresentados os resultados da etapa exploratória referentes à influência da substituição mineral, ambiente de estabilização da resistência, temperatura e tempo de exposição, nas variáveis de resposta resistência residual à compressão, módulo estático de elasticidade, velocidade de propagação de pulso ultrassônico e perda de massa.

5.2.1 Fase A: Influência da adição mineral

5.2.1.1 Fase A: Influência da adição mineral na resistência residual

A Tabela 5.1 apresenta as médias, desvios padrão, coeficientes de variação e valores residuais obtidos na resistência à compressão simples, f_c , do concreto convencional, do concreto com cinza amorfa (CCA1) e do concreto com cinza parcialmente cristalina (CCA2), acondicionados em ambiente controlado (interior), submetidos à ação das altas temperaturas, com patamar de temperatura constante durante 30 minutos. O fator controlável “Concreto” representa as diferentes misturas de aglomerante utilizadas, com e sem substituição mineral. Os resultados foram obtidos com base em 3 repetições. São também apresentados os coeficientes redutores das principais normas de projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio, especificamente, NBR 15200, ACI 216.1 e Eurocode 2, com valores especificados para concretos convencionais (CC) e concretos de alta resistência (CAR).

Tabela 5.1 – Resultados experimentais obtidos para a resistência residual na matriz A

T (°C)	Concreto	f_{cm} (MPa)	sd (MPa)	cv (%)	f_{cm} residual ($f_{c,T}/f_{c,23}$)	NBR 15200 (CC)	ACI 216.1 (residual) (CC)	EC 2 (CC) (CAR) classe 1*
23	CONV	45,06	1,95	4,32	1,000	1,000	1,000	1,000
200	CONV	44,60	0,22	0,50	0,990	0,950	0,850	0,950
400	CONV	34,37	1,45	4,22	0,763	0,750	0,600	0,750
600	CONV	23,94	1,05	4,39	0,531	0,450	0,300	0,450
23	CCA1	60,42	2,04	3,38	1,000	-	-	1,000
200	CCA1	56,53	1,25	2,22	0,936	-	-	0,700
400	CCA1	48,21	0,54	1,12	0,798	-	-	0,450
600	CCA1	30,28	0,96	3,16	0,501	-	-	0,250
23	CCA2	50,99	0,13	0,25	1,000	-	-	-
200	CCA2	45,87	1,38	3,00	0,899	-	-	-
400	CCA2	39,53	1,51	3,81	0,775	-	-	-
600	CCA2	20,54	0,45	2,18	0,403	-	-	-

* CAR classe 1: concretos entre C55/67 e C60/75

Para o tempo de exposição de 30 minutos na temperatura constante de ensaio as temperaturas medidas no núcleo dos corpos de prova foram inferiores às temperaturas de ensaio. Por exemplo, na exposição a 600°C durante 30 minutos a temperatura interna do concreto foi inferior a 450°C. Dessa forma, a degradação nos concretos observada nesta fase experimental não corresponde à degradação máxima correspondente a determinada temperatura de ensaio.

A fim de avaliar a significância dos fatores controláveis na variável resposta, foi realizada uma análise de variância entre grupos (ANOVA), no *software* STATISTIC 7.0. Considerou-se a relação entre variáveis como sendo significativa estatisticamente para valores de *p-value* inferiores a 0,05, que corresponde a intervalo de confiança de 95%.

A Tabela 5.2 resume os resultados obtidos na análise ANOVA.

Tabela 5.2 – Análise ANOVA para a resistência residual na matriz A

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Temperatura (A)	1,47535	3	0,49178	1459,45	0,000000000	S
Concreto (B)	0,01737	2	0,00868	25,77	0,000001057	S
A x B	0,02396	6	0,00399	11,85	0,000003573	S
Erro	0,00809	24	0,00034			
Total	1.52477	35				

Os fatores controláveis que influenciaram significativamente a resistência residual à compressão dos concretos, por ordem de significância, foram a temperatura de exposição (A), o tipo de concreto (B) e a interação entre estes dois fatores (A x B), considerando valores de *p-value* inferiores a 0,05. A temperatura de exposição foi o fator determinante para a redução da resistência e o tipo de concreto teve pouca influência na resistência residual.

A Figura 5.3 mostra graficamente a influência dos fatores controláveis e da interação entre fatores na variável resposta resistência residual dos concretos. As retas nos gráficos não representam valores experimentais e servem apenas para visualizar melhor a evolução da resistência com a temperatura de exposição.

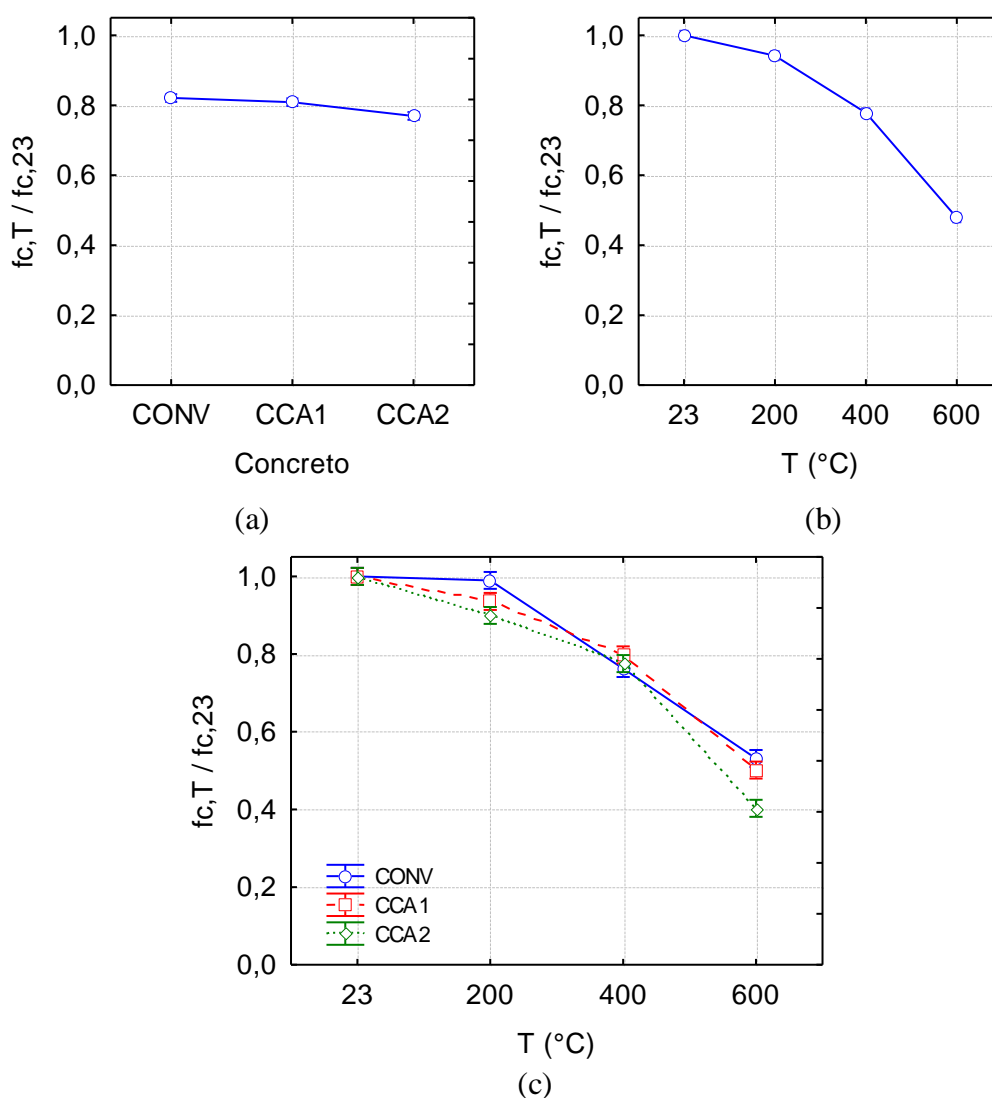


Figura 5.3 – Influência na resistência residual (a) temperatura de exposição (b) tipo de concreto (c) interação temperatura x tipo de concreto

Foi possível observar que o aumento da temperatura de exposição provocou a redução da resistência residual à compressão, mais acentuada entre os 400°C e os 600°C. O concreto com adição de cinza de casca de arroz parcialmente cristalina, menos reativa e com maior teor de carbono, obteve a menor resistência residual média entre todos os concretos.

Analisando a interação entre tipo de aglomerante e a temperatura de exposição foi possível observar uma redução da resistência em todos os concretos com o aumento da temperatura, exceto para o concreto convencional nos 200°C, sendo que em 600°C, a redução da resistência foi mais acentuada para o concreto com CCA2.

Para temperaturas superiores a 200°C a resistência à compressão do concreto convencional diminuiu quase linearmente, fato também observado por Bazant e Kaplan (1996).

De forma a compreender melhor os resultados, foi realizada a comparação de médias, através do teste de Tukey (Figura 5.4).

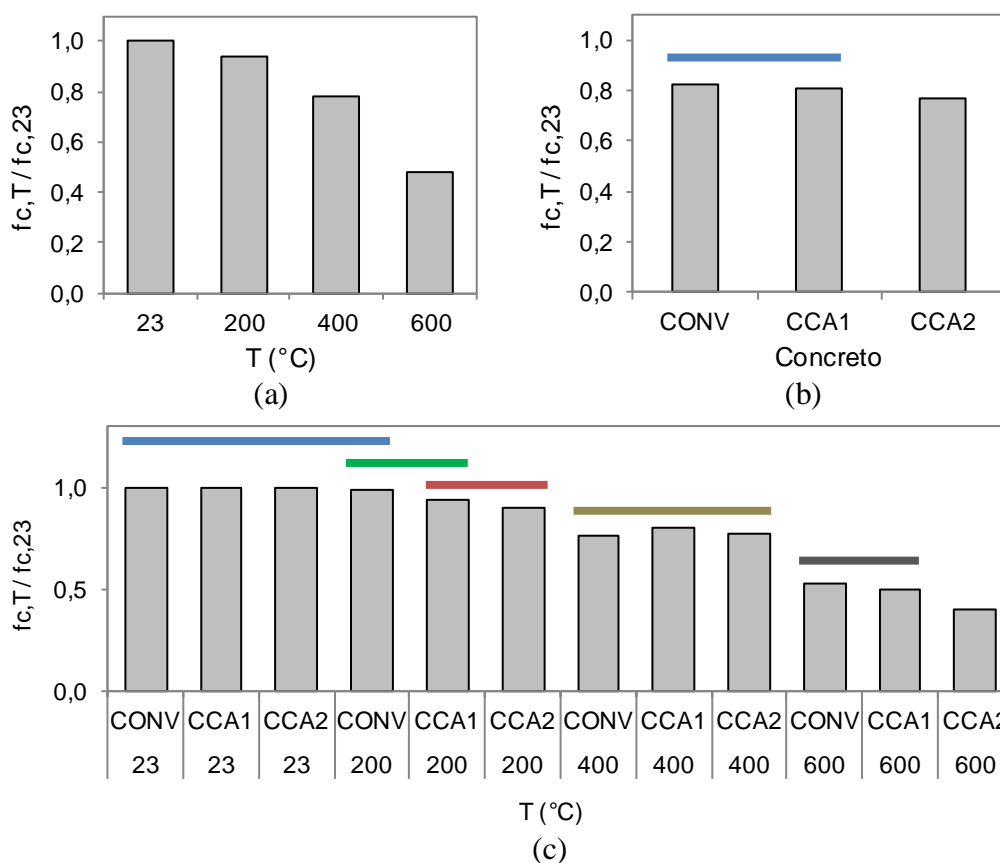


Figura 5.4 –Comparação de médias através do teste de Tukey para a resistência residual (a) temperatura de exposição (b) tipo de concreto (c) interação temperatura x tipo de concreto

Nos gráficos da Figura 5.4, as barras horizontais no mesmo nível e cor representam médias estatisticamente iguais, com significância de 95%. Foi possível constatar que, considerando todos os resultados, as resistências residuais médias foram estatisticamente diferentes para todas as temperaturas de exposição. Por outro lado, as resistências médias do concreto convencional e do concreto com CCA1 foram estatisticamente iguais e a resistência residual média do concreto com CCA2 foi estatisticamente inferior.

Analisando a interação tipo de concreto x temperatura de exposição, foi possível observar que a exposição a 200°C não causou alteração significativa na resistência residual do concreto convencional. Por outro lado, em 200°C a resistência residual do concreto com CCA1 foi

estatisticamente igual à resistência média do concreto convencional e do concreto com CCA2. Nos concretos especiais, a exposição a 200°C provocou redução estatisticamente significativa na resistência, em comparação à temperatura ambiente. Em 200°C a degradação se deveu essencialmente à evaporação da água livre contida nos poros capilares. Por serem menos porosos, os concretos especiais foram mais afetados pela microfissuração provocada pela poro-pressão, associada à evaporação da água capilar.

Entre 200°C e 400°C a redução da resistência dos concretos especiais foi menos acentuada relativamente ao concreto convencional, sendo que em 400°C as resistências médias residuais de todos os concretos foram estatisticamente iguais. Em 400°C a degradação ocorreu devido à evaporação da água combinada e à desidratação parcial do gel de C-S-H, como mostram as análises de DTG, no item 5.7, e ao aumento da microfissuração e da porosidade, como mostram as imagens de MEV, no item 5.5.

Em 600°C, a resistência residual do concreto convencional foi apenas 53% da resistência inicial na temperatura ambiente, a resistência residual do concreto com CCA1 foi 50% da resistência inicial e a do concreto com CCA2 foi de apenas 40% da resistência inicial. Apesar da redução acentuada, não ocorreu *spalling* em nenhuma das amostras. A diferença entre a resistência residual do concreto convencional e do concreto com CCA1, de apenas 5,7%, não foi estatisticamente significativa, porém a resistência residual do concreto com CCA2 foi significativamente inferior, aproximadamente 20%, relativamente ao concreto com CCA1.

A degradação em 600°C foi devida à continuada desidratação do gel de C-S-H e à decomposição da portlandita, em maior grau no concreto convencional, como mostram as análises de DTG no item 5.7, assim como, ao aumento da microfissuração e da porosidade. Para os 30 minutos de exposição, a temperatura no interior dos corpos de prova foi inferior a 600°C, por isso, não terá ocorrido dano devido à expansão do agregado na zona de transição, que habitualmente ocorre em temperaturas próximas a 600°C.

O pior desempenho do concreto com CCA2 poderá estar associado à maior cristalinidade da cinza, o que poderá ter provocado um aumento na condutividade térmica e, consequentemente, maior degradação devido à ação térmica (FU e CHUNG, 1999; DEMIRBOGA, 2007). Por outro lado, o pior desempenho do concreto com CCA2 poderá estar associado ao maior teor de carbono da cinza. As análises de TG realizadas por Bezerra et al. (2011) mostram que a decomposição do carbono da CCA, em temperaturas acima de

200°C, provoca aumento da microfissuração e da porosidade e, conseqüentemente, maior redução na resistência do concreto.

Estes resultados estão parcialmente de acordo com os obtidos por Yuzer et al. (2013) em concreto especial com 5% de CCA natural, cuja resistência residual foi inferior à obtida no concreto convencional, devido ao aumento da porosidade, associado à maior perda ao fogo da cinza natural. Os autores constataram que em 600°C a resistência residual do concreto com 5% de CCA foi aproximadamente 59% da resistência inicial. Os resultados também confirmam parcialmente os resultados de Righi et al. (2013) cujos concretos com CCA moída, por ser mais fina e mais reativa, proporcionaram melhor desempenho relativamente aos concretos com CCA natural expostos a altas temperaturas.

A redução mais acentuada da resistência residual em concretos mais resistentes, assim como, a redução significativa da resistência à compressão em 600°C tem sido observada por diversos autores (PETRUCCI, 1987; CÁNOVAS 1988; BAZANT e KAPLAN, 1996; ANDERBERG, 2003; LIMA, 2005; WENDT, 2006; SOUZA e MORENO JUNIOR, 2003 e 2010; LI et al., 2014), ou seja, os resultados são coerentes com a literatura.

Comparando com as normas de projeto, os valores experimentais foram consideravelmente superiores aos coeficientes de redução recomendados pela NBR 15200 e pelo ACI 216.1, devido ao menor tempo de exposição às temperaturas de ensaio, já que os valores de projeto foram obtidos a partir de ensaios realizados em condições *steady state*.

5.2.1.2 Fase A: Influência da adição mineral no módulo residual

A Tabela 5.3 apresenta os resultados médios, desvios padrão, coeficientes de variação e resultados residuais para o módulo estático de elasticidade, E_c , do concreto convencional e dos concretos com CCA1 e com CCA2, estabilizados em ambiente controlado, submetidos à ação das altas temperaturas, com patamar de temperatura constante durante 30 minutos.

A redução do módulo de elasticidade com o aumento da temperatura de exposição foi diferenciada entre os concretos com cinza de casca de arroz. Em 200°C a redução do módulo no concreto convencional foi de 3% e no concreto com CCA1 a redução foi aproximadamente igual a 5%, já a redução do módulo no concreto com CCA2 foi mais acentuada, igual a 16%. Em 400°C, a degradação para o concreto com CCA2 também foi maior, sendo que os módulos residuais foram 68%, 64% e 53% do módulo inicial, respectivamente para o concreto

convencional, concreto com CCA1 e concreto com CCA2. No nível de temperatura mais severo, de 600°C, os módulos residuais foram substancialmente reduzidos, iguais a 22%, 15% e 19% do módulo inicial, respectivamente para o concreto convencional, concreto com CCA1 e concreto com CCA2.

Tabela 5.3 – Resultados experimentais obtidos para o módulo residual na matriz A

T (°C)	Concreto	E_{cm} (GPa)	sd (GPa)	cv (%)	E_{cm} residual ($E_{c,T}/E_{c,23}$)	ACI 216.1 (CC)
23	CONV	36,59	1,34	3,65	1,000	1,000
200	CONV	35,52	0,55	1,56	0,971	0,700
400	CONV	24,85	0,93	3,76	0,679	0,550
600	CONV	8,04	0,07	0,83	0,220	ne*
23	CCA1	41,57	0,48	1,16	1,000	-
200	CCA1	39,40	0,79	2,01	0,948	-
400	CCA1	26,45	2,27	8,59	0,636	-
600	CCA1	6,18	0,23	3,67	0,149	-
23	CCA2	35,89	2,25	6,26	1,000	-
200	CCA2	30,17	0,65	2,16	0,841	-
400	CCA2	19,08	0,53	2,79	0,532	-
600	CCA2	6,79	0,25	3,61	0,189	-

*ne: não especificado

Os valores experimentais foram superiores aos especificados na norma ACI 216.1, para concretos convencionais, exceto para o módulo obtido no concreto com CCA2 em 600°C, onde o fator de segurança, medido através da relação entre valor experimental e valor teórico, foi inferior a 1. Para avaliar a significância dos fatores controláveis na variável de resposta módulo estático de elasticidade procedeu-se à análise de variância, cujos resultados estão resumidos na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Análise ANOVA para o módulo residual na matriz A

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Temperatura (A)	3,67377	3	1,22459	3023,72	0,000000000	S
Concreto (B)	0,03569	2	0,01784	44,06	0,000000009	S
A x B	0,03538	6	0,00590	14,56	0,000000586	S
Erro	0,00972	24	0,00040			
Total	3,75456	35				

Por ordem de significância, os fatores controláveis temperatura de exposição (A) e tipo de concreto (B), assim como a interação entre os dois fatores (A x B), influenciaram de forma significativa os resultados do módulo estático residual dos concretos na compressão, com valores de *p-value* inferiores a 0,05. A temperatura de exposição foi o fator determinante na redução do módulo residual e o tipo de concreto influenciou mais o módulo residual do que a resistência residual.

A Figura 5.5 mostra a influência dos fatores controláveis e da interação entre fatores na variável resposta módulo residual dos concretos.

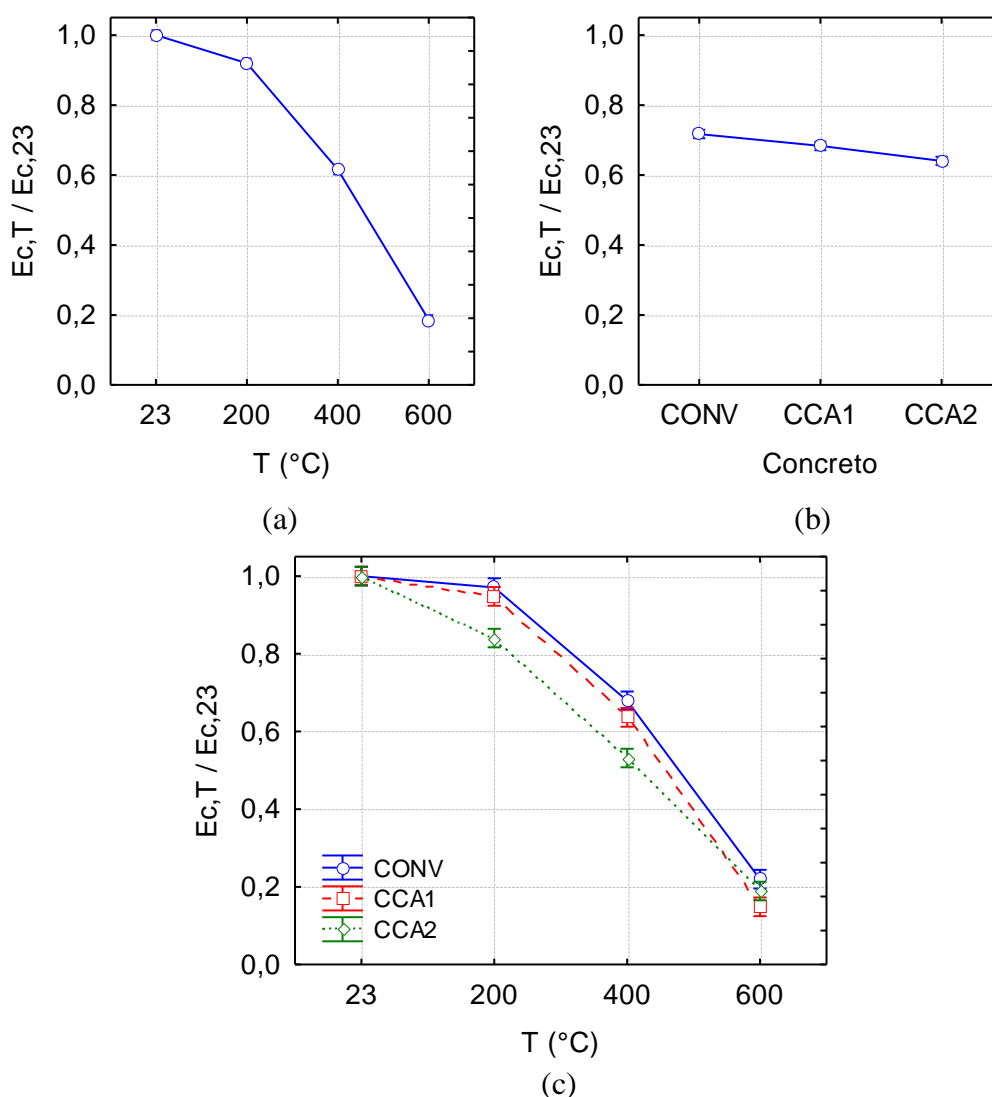


Figura 5.5 – Influência no módulo estático residual de elasticidade (a) temperatura de exposição (b) tipo de concreto (c) interação temperatura x tipo de concreto

O aumento da temperatura de exposição provocou um aumento na redução do módulo, sendo que a redução do módulo foi mais acentuada acima dos 200°C.

A redução do módulo foi mais acentuada, em comparação à observada na resistência residual. O concreto com adição de CCA2, a cinza menos reativa, obteve a menor média para o módulo residual, entre todos os concretos. Analisando a interação entre tipo de aglomerante e temperatura de exposição foi possível observar maior redução do módulo residual no concreto com CCA2 em 200°C e 400°C. No concreto com CCA1 a redução do módulo, com o aumento da temperatura, foi relativamente próxima à observada no concreto convencional.

A Figura 5.6 apresenta a comparação de médias obtidas para o módulo residual, realizada através do teste de Tukey. Nos gráficos, as barras horizontais no mesmo nível representam médias estatisticamente iguais, com significância de 95%.

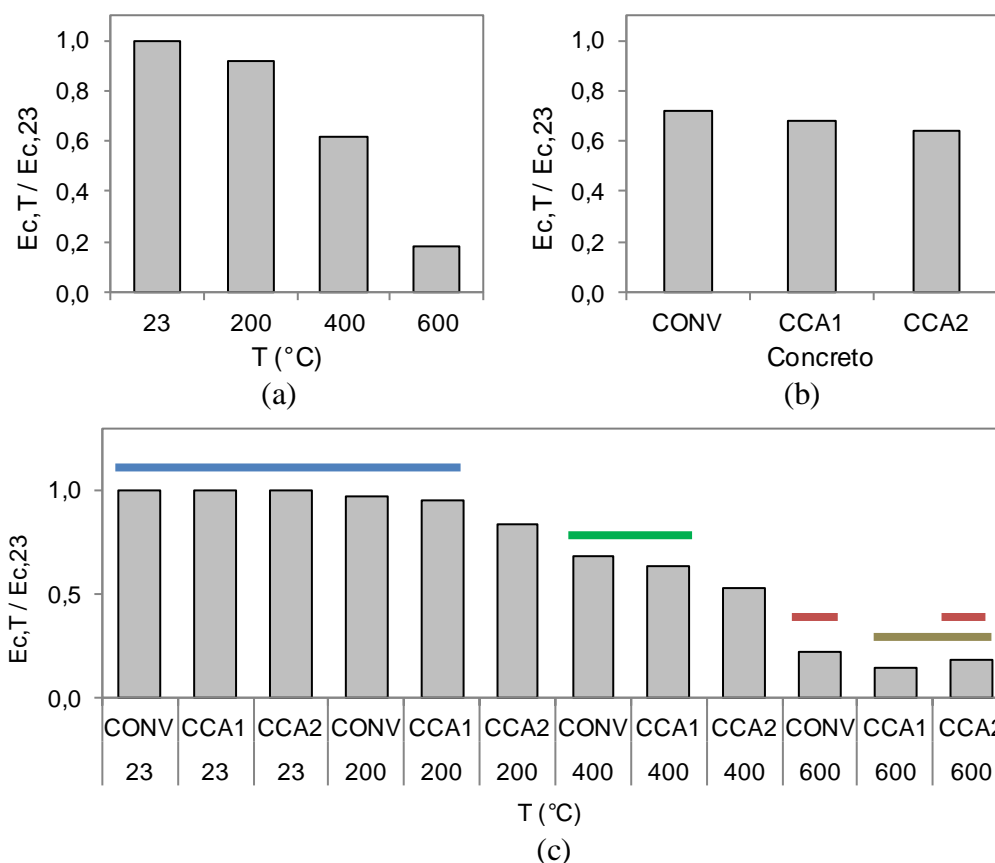


Figura 5.6 – Comparação de médias através do teste de Tukey para o módulo residual (a) temperatura de exposição (b) tipo de concreto (c) interação temperatura x tipo de concreto

A comparação de médias mostra que o módulo foi estatisticamente diferente em cada nível de temperatura e que todos os concretos obtiveram módulos estatisticamente diferentes. Na interação entre temperatura de exposição x tipo de concreto, foi possível observar que em 200°C os módulos residuais do concreto convencional e do concreto com CCA1 foram estatisticamente iguais e que a temperatura de 200°C não provocou redução significativa no módulo, quer do concreto convencional e com CCA1. Para o concreto com CCA1 este resultado foi diferente do observado na resistência residual, onde a resistência em 200°C foi inferior à resistência inicial. O módulo residual do concreto com CCA2 após exposição a 200°C foi estatisticamente inferior aos restantes concretos. Em 400°C, os valores residuais obtidos para o módulo de elasticidade do concreto convencional e do concreto com CCA1 também foram estatisticamente iguais, e o módulo do concreto com CCA2 foi estatisticamente inferior. Após a exposição a 600°C, o módulo residual do concreto com CCA1 foi estatisticamente inferior ao obtido no convencional; o módulo residual do concreto com CCA2 foi estatisticamente igual ao obtido no concreto com CCA1, com *p-value* de 0,398, e igual ao módulo residual do concreto convencional, com *p-value* de 0,776. Os valores indicam que em 600°C a correlação entre resistência e módulo é menos forte, por serem valores muito baixos, devido à extensa microfissuração dos concretos.

De forma geral, o desempenho do concreto especial confeccionado com CCA2 foi o pior de todos os concretos, exceto nos 600°C e o desempenho do concreto convencional e do concreto com CCA1 apresentou curvas com tendência de redução similar em 200°C e 400°C.

A redução do módulo de elasticidade de todos os concretos com o aumento de temperatura ocorreu de forma mais acentuada, comparativamente à redução observada na resistência, conforme foi observado por Lima (2005), Wendt (2006) e Souza e Moreno (2010) para temperaturas de exposição até 600°C. De acordo com Kodur (2014) a redução do módulo em altas temperaturas é devida à desintegração dos produtos hidratados, conforme mostram as análises térmicas, e à quebra de ligações na microestruturada da pasta de cimento associada à retração da pasta, coerente com o observado nas análises de MEV, assim como à microfissuração que ocorre na zona de transição, o que não terá ocorrido significativamente neste caso, já que as temperaturas no interior dos concretos expostos durante 30 minutos às altas temperaturas foram inferiores às temperaturas de ensaio. Na temperatura de 200°C ocorreu a evaporação da água nos poros capilares e iniciou-se a decomposição do C-S-H e dos aluminatos de cálcio hidratados, conforme mostram as análises térmicas; em 400°C a desidratação do C-S-H prosseguiu e em 600°C ocorreu a desidratação da portlandita, em

maior grau no concreto convencional. A microfissuração e a porosidade da pasta aumentaram com o aumento da temperatura, causando a redução do módulo residual.

5.2.1.3 Fase A: Influência da adição mineral na massa residual

A Tabela 5.5 apresenta os resultados médios, desvios padrão, coeficientes de variação e resultados residuais para a perda de massa, ΔM , em gramas, e para a massa residual relativa, M residual, do concreto convencional e dos concretos com CCA1 e com CCA2, acondicionados em ambiente controlado, submetidos à ação das altas temperaturas, com patamar de temperatura constante durante 30 minutos.

Tabela 5.5 – Resultados experimentais obtidos para a massa residual na matriz A

T (°C)	Concreto	ΔM_{cm} (g)	sd (g)	cv (%)	M_{cm} residual ($M_{c,T}/M_{c,23}$)
23	CONV	0,00	-	-	1,000
200	CONV	12,23	1,12	9,19	0,997
400	CONV	114,87	2,57	2,24	0,970
600	CONV	246,37	3,75	1,52	0,937
23	CCA1	0,00	-	-	1,000
200	CCA1	10,57	0,40	3,82	0,997
400	CCA1	108,13	2,99	2,76	0,973
600	CCA1	275,23	8,69	3,16	0,930
23	CCA2	0,00	-	-	1,000
200	CCA2	37,20	5,52	14,85	0,990
400	CCA2	164,17	19,79	12,05	0,957
600	CCA2	259,33	5,51	2,12	0,933

Os resultados mostram que a perda de massa aumentou com o aumento da temperatura em todos os concretos.

De forma a avaliar a influência dos fatores controláveis na massa residual dos concretos realizou-se a análise de variância, resumida na Tabela 5.6. Os resultados mostram que, por ordem de significância, os fatores controláveis temperatura de exposição (A), concreto (B) e a interação entre os fatores (A x B) influenciaram de forma significativa os resultados da massa residual, com valores de *p-value* inferiores a 0,05. A temperatura de exposição foi o fator determinante na redução da massa dos concretos.

Tabela 5.6 – Análise ANOVA para a massa residual na matriz A

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Temperatura (A)	0,02545	3	0,00848	2541	0,000000000	S
Concreto (B)	0,00023	2	0,00012	35	0,000000079	S
A x B	0,00034	6	0,00006	17	0,000000162	S
Erro	0,00008	24	0,00000			
Total	0.02610	35				

A Figura 5.7 apresenta os resultados obtidos na análise de variância para a massa residual.

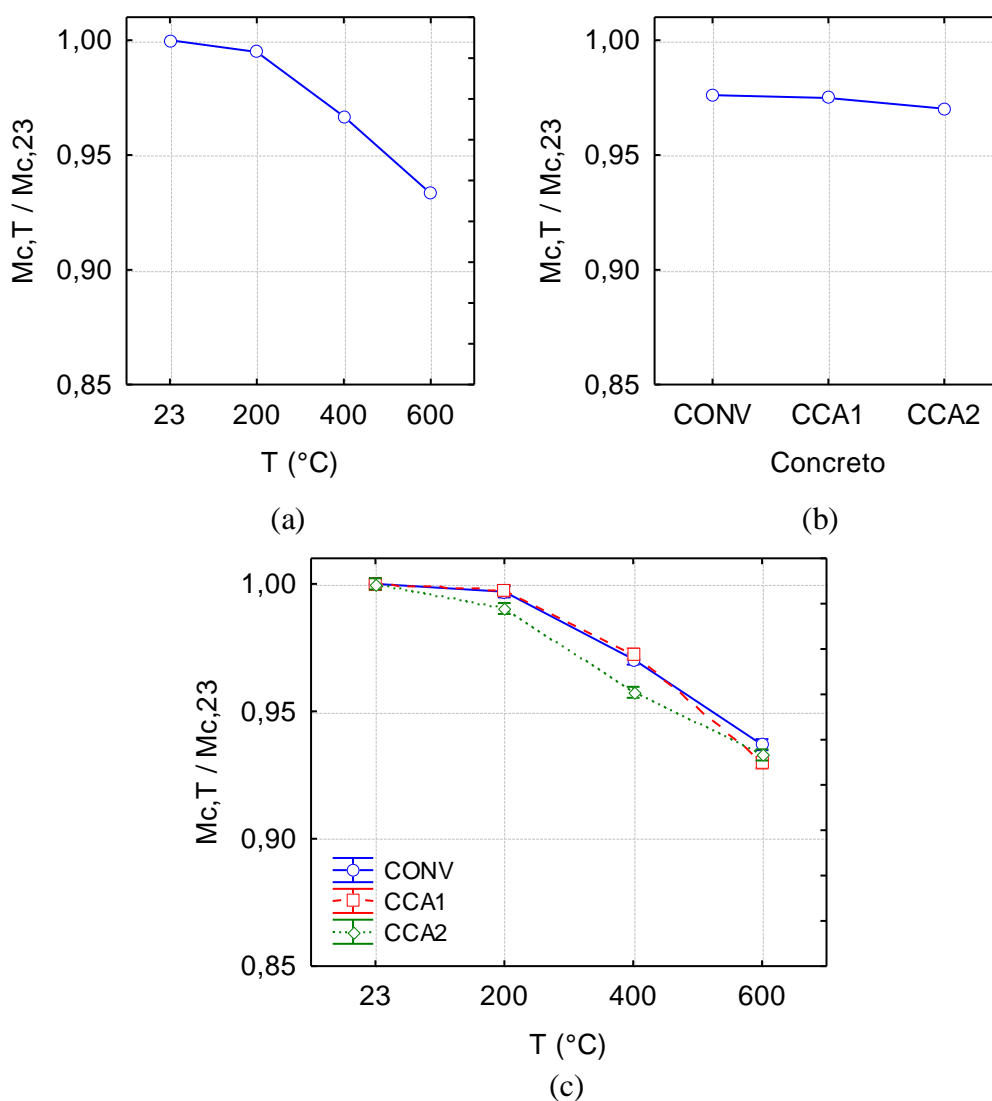


Figura 5.7 – Influência na massa residual (a) temperatura de exposição (b) tipo de concreto (c) interação temperatura x tipo de concreto

Constatou-se nos experimentos que o aumento da temperatura de exposição provocou um aumento na perda de massa, substancialmente mais acentuada acima de 200°C. O concreto com adição de CCA2, a cinza menos reativa e com maior teor de carbono, teve a maior perda

de massa média, 16,9% superior ao concreto com CCA1 e 23,3% superior ao concreto convencional. Analisando a interação entre tipo de aglomerante e temperatura de exposição, foi possível observar uma perda de massa com o aumento da temperatura, mais acentuada acima de 200°C em todos os concretos, porém, em 200°C e 400°C o concreto com CCA2 teve perdas de massa superiores. O concreto com CCA1 apresentou tendência de redução da massa similar ao concreto convencional até 400°C, porém, mais acentuada nos 600°C.

A Figura 5.8 resume graficamente os resultados obtidos na comparação de médias realizada através do teste de Tukey.

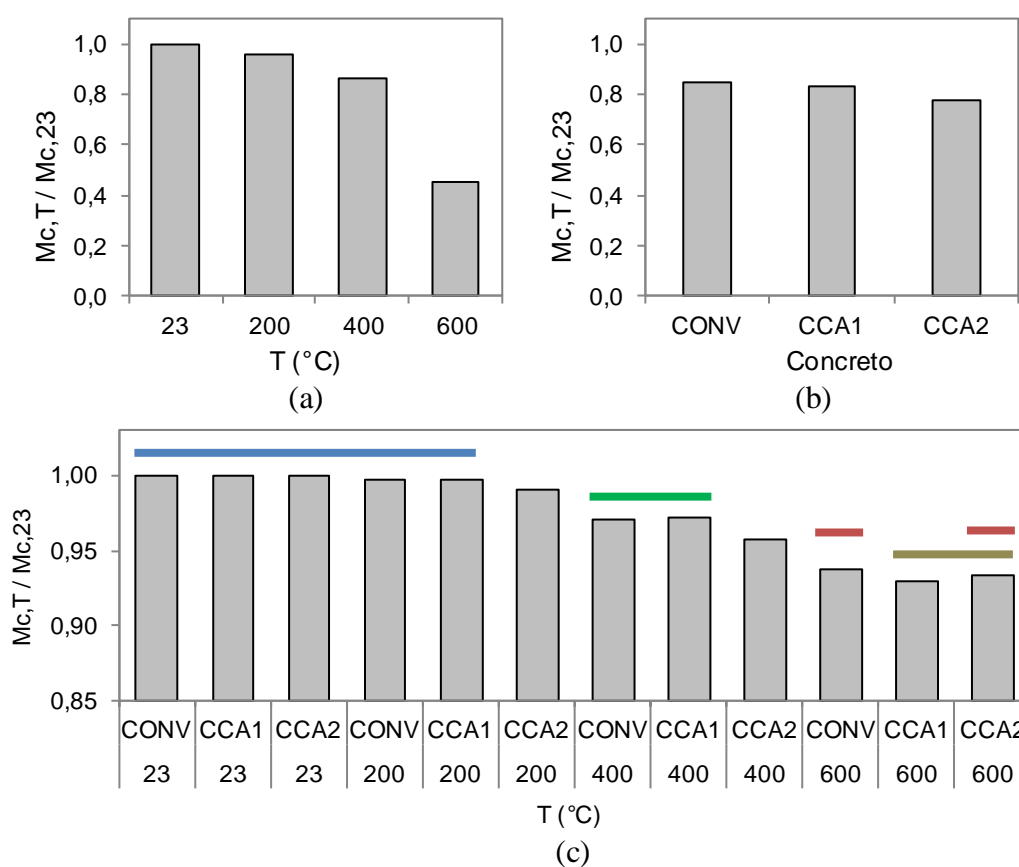


Figura 5.8 –Comparação de médias através do teste de Tukey para a massa residual (a) temperatura de exposição (b) tipo de concreto (c) interação temperatura x tipo de concreto

Na comparação de médias foi possível observar que a exposição a 200°C não provocou redução estatisticamente significativa da massa dos concretos convencional e com CCA1.

Em 200°C e 400°C a massa residual do concreto com CCA2 foi a menor, e as massas residuais do concreto convencional e do concreto com CCA1 foram estatisticamente iguais.

Em 600°C a massa residual do concreto com CCA2 foi estatisticamente igual à obtida no concreto com CCA1, assim como, igual à massa residual do concreto convencional. Os resultados experimentais mostram uma relação forte entre a perda de massa e o módulo residual.

De acordo com Arioiz (2007) existe uma relação entre a perda de massa e a perda de resistência com o aumento da temperatura, sendo que até 10% de perda de massa, a perda de resistência é mais acentuada, de até 70%. Para perdas de massa superiores a 30%, a perda de resistência pode chegar a 90%.

A perda de massa depende fortemente da perda de água nos poros capilares e da desidratação dos compostos hidratados (BATTHY, 1985; TAYLOR, 1998). Em 200°C a perda de massa está associada à evaporação da água livre presente nos poros. Entre 200°C e 400°C, a perda de massa deveu-se à perda de água livre e à água de gel decorrente da desidratação parcial do C-S-H. A partir dos 400°C a perda de massa prosseguiu devido à desidratação dos compostos hidratados, como mostram as análises térmicas. Em 200°C e em 400°C, a perda de massa foi significativamente maior no concreto com CCA2, o que poderá estar relacionado com o maior teor de matéria orgânica presente na cinza (carbono).

5.2.1.4 Fase A: Influência da adição mineral na VPU residual

Complementarmente aos ensaios destrutivos, procurou-se correlacionar a degradação das propriedades mecânicas dos concretos com a velocidade de pulso ultrassônico (VPU). A Tabela 5.7 apresenta os resultados de VPU para os concretos convencional e especiais com CCA1 e com CCA2, acondicionados em ambiente controlado, submetidos à ação das altas temperaturas, com patamar de temperatura constante durante 30 minutos.

Os resultados mostram que todos os concretos tiveram redução da VPU com o aumento da temperatura, mais acentuada em 400°C e 600°C. De acordo com Jones (1948 *apud* Malhotra e Carino, 2004), em 600°C a qualidade do concreto convencional e do concreto com CCA1 pode ser considerada como pobre e para o concreto com CCA2 a qualidade é considerada muito pobre.

Tabela 5.7 – Resultados experimentais obtidos para a VPU residual na matriz A

T (°C)	Concreto	VPU _{cm} (m/s)	sd (m/s)	cv (%)	VPU _{cm} residual (VPU _{c,T} /VPU _{c,23})
23	CONV	4755,32	82,65	1,74	1,00
200	CONV	4727,49	147,13	3,11	0,99
400	CONV	4301,35	42,26	0,98	0,90
600	CONV	2419,49	21,98	0,91	0,50
23	CCA1	4951,00	61,28	1,24	1,00
200	CCA1	4819,86	64,90	1,35	0,97
400	CCA1	4364,67	82,55	1,89	0,89
600	CCA1	2346,76	30,11	1,28	0,47
23	CCA2	4812,11	63,84	1,33	1,00
200	CCA2	4512,79	101,67	2,25	0,93
400	CCA2	3856,84	139,04	3,60	0,80
600	CCA2	1879,21	16,77	0,89	0,39

A Tabela 5.8 resume os resultados obtidos na análise ANOVA para avaliar a significância dos fatores controláveis na VPU. Por ordem de significância, os fatores controláveis temperatura de exposição e tipo de concreto, assim como, a interação entre os fatores (A x B) influenciaram de forma significativa a VPU residual, com valores de *p-value* inferiores a 0,05. O fator temperatura de exposição foi o fator determinante para a redução da VPU e o tipo de concreto teve alguma influência nos resultados.

Tabela 5.8 – Análise ANOVA para a VPU residual na matriz A

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Temperatura (A)	1,69317	3	0,56439	2659,0	0,000000000	S
Concreto (B)	0,03338	2	0,01669	78,6	0,000000000	S
A x B	0,01510	6	0,00252	11,9	0,000003560	S
Erro	0,00509	24	0,00021			
Total		35				

A Figura 5.9 mostra a influência dos fatores controláveis e da interação entre fatores na variável resposta velocidade residual de pulso ultrassônico dos concretos. O aumento da temperatura de exposição provocou a redução da VPU em todos os patamares de temperatura, substancialmente mais acentuada em 600°C. O concreto com CCA2 obteve a menor média, entre todos os concretos, para a VPU residual. Analisando a interação entre tipo de aglomerante e a temperatura de exposição se observou que no concreto com CCA2 o aumento

da temperatura de exposição provocou maior redução da VPU em todas as temperaturas de ensaio, indicando maior degradação devida à ação térmica.

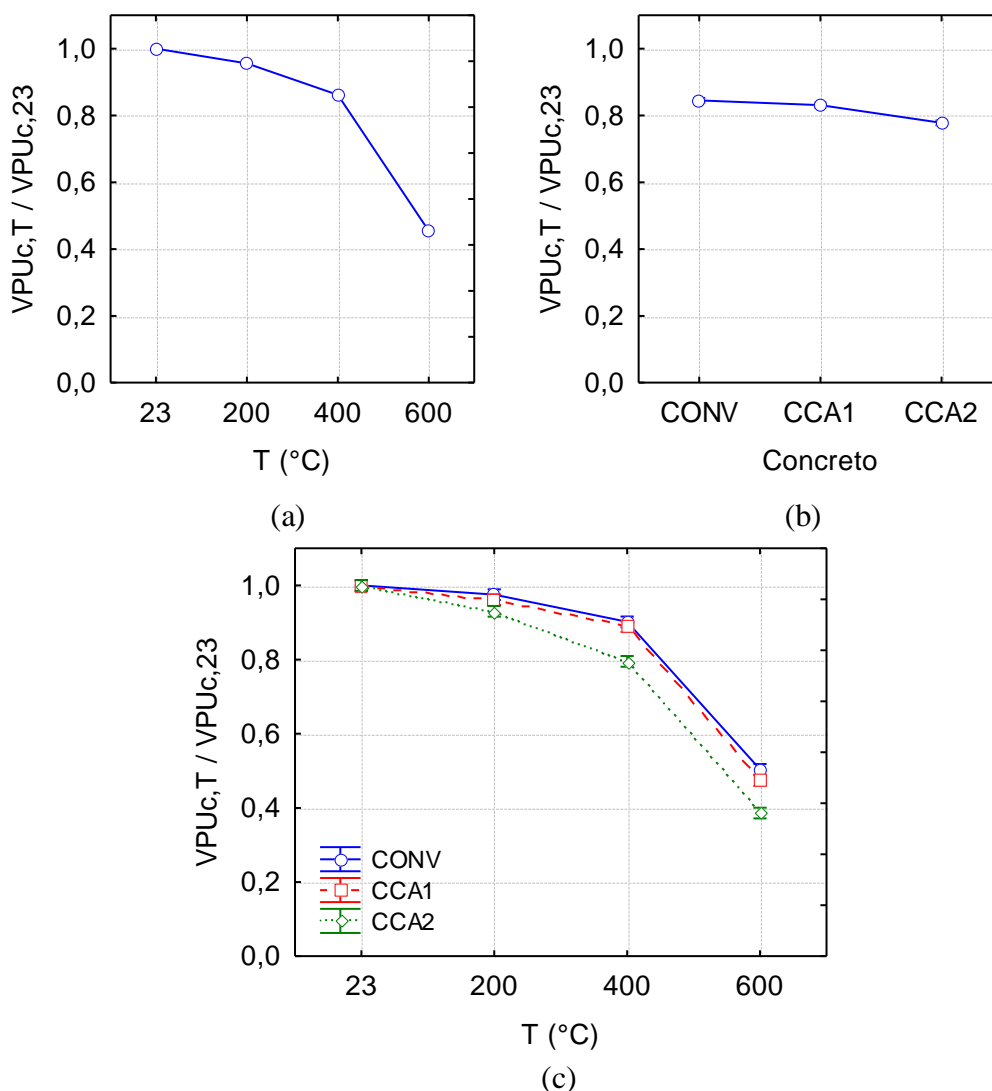


Figura 5.9 – Influência na VPU residual (a) temperatura de exposição (b) tipo de concreto (c) interação temperatura x tipo de concreto

A tendência de redução da VPU com o aumento da temperatura foi próxima entre o concreto convencional e concreto com CCA, por outro lado, a degradação no concreto foi mais acentuada em todos os patamares de temperatura.

A Figura 5.10 apresenta graficamente a comparação de médias para a VPU, realizada através do teste de Tukey.

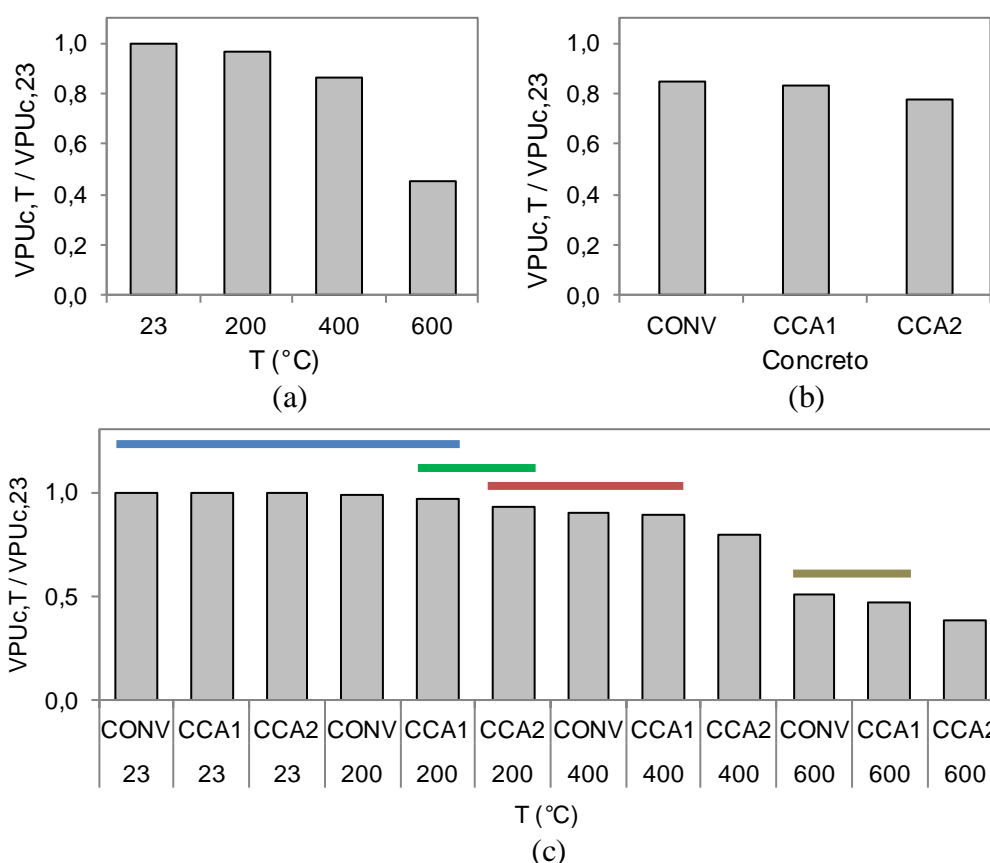


Figura 5.10 –Comparação de médias através do teste de Tukey para a VPU residual (a) temperatura de exposição (b) tipo de concreto (c) interação temperatura x tipo de concreto

Os resultados mostram que os valores médios da VPU foram estatisticamente diferentes em todos os níveis de temperatura de exposição e em todos os tipos de concreto, com redução média significativamente mais acentuada em 600°C. Analisando a interação entre tipo de concreto e temperatura de exposição, se constatou que estatisticamente a VPU média residual do concreto convencional e do concreto com CCA1 em 200°C não sofreu alteração significativa relativamente à VPU observada na temperatura ambiente. Por outro lado, após a exposição a 200°C a VPU média do concreto com CCA1 e do concreto com CCA2 foram estatisticamente iguais. A VPU média do concreto com CCA2 em 200°C foi inferior à obtida na temperatura ambiente e estatisticamente igual à do concreto convencional e do concreto com CCA1 obtidas após exposição a 400°C. O concreto com CCA2 teve a VPU estatisticamente mais baixa entre todos os concretos em 400°C e em 600°C. Por outro lado, as VPU médias residuais do concreto convencional e do concreto com CCA1 foram estatisticamente iguais em 600°C.

Os resultados indicam que a integridade do concreto convencional e do concreto com CCA1, aferida através do ensaio de VPU, pode ser considerada estatisticamente igual em todos os patamares de temperatura e que os danos foram maiores no concreto com CCA2, o que está de acordo, na maioria dos resultados, com os valores experimentais obtidos para a resistência e módulo residuais dos concretos.

A redução da VPU com a exposição do concreto a temperaturas elevadas tem sido estudada em várias pesquisas na avaliação da degradação do material em função da temperatura de exposição (YANG et al., 2009; KIRCHHOF et al., 2015; WENDT, 2006; entre outros). Essa redução tem sido observada tanto em concretos de resistência convencional como de alta resistência e se deve essencialmente ao aumento significativo da porosidade e da microfissuração, especialmente, em patamares mais severos de temperatura.

5.2.2 Fase B: Influência do ambiente de acondicionamento

5.2.2.1 Fase B: Influência do ambiente de acondicionamento na resistência residual

Com base nos resultados obtidos na fase A da etapa exploratória (item 5.1.1), de forma a tornar o programa experimental viável, foi selecionada para as fases seguintes de ensaios a cinza de casca de arroz com melhor desempenho, quer na temperatura ambiente, quer após a ação de altas temperaturas, a cinza amorfa (CCA1).

Nesta fase foi avaliada a influência do ambiente de acondicionamento dos concretos, de forma a comparar o concreto de laboratório com o concreto envelhecido naturalmente. Foram utilizados dois ambientes distintos para o acondicionamento dos corpos de prova: ambiente padrão de ensaio no interior do laboratório, com temperatura e umidade controladas, de $23\pm 2^\circ\text{C}$ e $50\pm 5\%$, e ambiente exterior natural, de classe de agressividade II, com temperatura e umidade não controladas.

A Tabela 5.9 apresenta os resultados médios, desvios padrão, coeficientes de variação e resultados residuais para a resistência à compressão simples, f_c , do concreto convencional e dos concretos com CCA1, acondicionados em ambientes distintos, submetidos à ação das altas temperaturas, com patamar de temperatura constante de 30 minutos.

Tabela 5.9 – Resultados experimentais obtidos para a resistência residual na matriz B

T (°C)	Concreto	Ambiente de acondicionamento	f_{cm} (MPa)	sd (MPa)	cv (%)	f_{cm} residual ($f_{c,T}/f_{c,23}$)
23	CONV	Interior	45,06	1,95	4,32	1,00
200	CONV	Interior	44,60	0,22	0,50	0,99
400	CONV	Interior	34,37	1,45	4,22	0,76
600	CONV	Interior	23,94	1,05	4,39	0,53
23	CONV	Exterior	41,45	2,93	7,07	1,00
200	CONV	Exterior	41,95	3,85	9,18	1,01
400	CONV	Exterior	31,40	1,12	3,58	0,76
600	CONV	Exterior	26,93	0,45	1,65	0,65
23	CCA1	Interior	60,42	2,04	3,38	1,00
200	CCA1	Interior	56,53	1,25	2,22	0,94
400	CCA1	Interior	48,21	0,54	1,12	0,80
600	CCA1	Interior	30,28	0,96	3,16	0,50
23	CCA1	Exterior	42,38	1,64	3,87	1,00
200	CCA1	Exterior	43,16	0,77	1,79	1,02
400	CCA1	Exterior	36,75	0,53	1,45	0,87
600	CCA1	Exterior	23,05	0,64	2,76	0,54

Os resultados mostram que o acondicionamento no exterior provocou redução na resistência inicial dos concretos. No concreto com CCA1 acondicionado em ambiente exterior a redução da resistência inicial foi substancial, aproximadamente 30%. No concreto convencional a diferença foi menos acentuada, de 8%. Devido ao cimento utilizado nas dosagens, CPV-ARI, ser de alta resistência inicial, a quase totalidade da resistência do concreto foi alcançada na cura úmida de 28 dias. Como o ambiente exterior foi pouco agressivo a deterioração do concreto convencional não foi significativa ao longo do período de acondicionamento no exterior.

A redução da resistência do concreto envelhecido naturalmente também foi observado por Vasconcelos et al. (2009) e Santos (2002), entre outros autores. A variação térmica no exterior terá causado a formação de microfissuração nos concretos devido à expansão e contração da pasta provocada pela variação da temperatura exterior (entre 7°C e 35°C).

Foram observadas algumas eflorescências na superfície dos corpos de prova do concreto especial, conforme é detalhado no item 5.6, referente às análises de DRX. As eflorescências observadas na superfície dos corpos de prova de concreto com CCA1 acondicionados no

exterior serão devidas à lixiviação do Ca(OH)_2 , provocada pela entrada de água através dos poros, decorrente da molhagem excessiva (precipitação total de 1014 mm).

Para entender melhor os resultados foi realizada a análise de difratometria de raios X. Na temperatura ambiente, os difratogramas de ambos os concretos acondicionados no ambiente exterior apresentaram redução dos picos correspondentes a portlandita, em comparação ao acondicionamento no interior. No exterior o concreto com CCA1 apresentou menor quantidade de portlandita do que o concreto convencional. Ambos os concretos tiveram aumento significativo dos picos correspondentes a calcita devido ao acondicionamento no exterior, indicando a ocorrência de carbonatação.

Na reação de carbonatação ocorre o consumo de portlandita, que poderá ter interferido na reação pozolânica. Taylor (1997) afirma que a carbonatação contribui significativamente para a retração do concreto.

Os resultados experimentais mostram que em 200°C ocorreu pequeno aumento na resistência, o que poderá indicar hidratação tardia dos concretos acondicionados no exterior. Em 400°C e 600°C ocorreu redução da resistência em ambos os concretos e ambientes, sendo que em 400°C essa redução foi menos acentuada no concreto com CCA1.

A Tabela 5.10 resume os resultados obtidos na análise ANOVA para os 3 fatores controláveis, temperatura de exposição, tipo de concreto e ambiente de acondicionamento, relativamente à resistência à compressão simples.

Tabela 5.10 – Análise ANOVA para a resistência residual na matriz B

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Temperatura (A)	1,56006	3	0,52002	661,43	0,000000000	S
Concreto (B)	0,00028	1	0,00028	0,35	0,557963644	NS
Ambiente (C)	0,02054	1	0,02054	26,12	0,000014403	S
A x B	0,03105	3	0,01035	13,17	0,000009104	S
A x C	0,01039	3	0,00346	4,41	0,010543085	S
B x C	0,00064	1	0,00064	0,81	0,373458822	NS
A x B x C	0,01053	3	0,00351	4,47	0,009933638	S
Erro	0,02516	32	0,00079			
Total		47				

Por ordem de significância, os fatores controláveis temperatura de exposição (A) e ambiente de acondicionamento (C), assim como, a interação de 2ª ordem entre temperatura de exposição e tipo de concreto (A x B), a interação de 3ª ordem entre temperatura de exposição e tipo de concreto e ambiente de acondicionamento (A x b x C) e a interação entre temperatura de exposição e ambiente de acondicionamento (A x C), influenciaram de forma significativa a resistência à compressão dos concretos na compressão, com valores de *p-value* inferiores a 0,05. A temperatura de exposição foi o fator determinante na redução da resistência residual e o tipo de ambiente teve pouca influência nos resultados.

A Figura 5.11 apresenta graficamente os resultados obtidos na análise de variância para a variável de resposta resistência residual, obtida na fase experimental B.

Através dos resultados obtidos, se constatou que a resistência reduziu de forma mais acentuada acima de 200°C e de forma praticamente linear, sendo 0,8 e 0,56 da resistência inicial, respectivamente em 400°C e 600°C. Os corpos de prova acondicionados em ambiente exterior obtiveram resistência residual média superior, relativamente ao ambiente interior, ou seja, sofreram menor degradação da resistência com as altas temperaturas. A diferença entre ambientes de acondicionamento foi mais acentuada no concreto especial com CCA1.

O acondicionamento no exterior provocou redução significativa da resistência inicial do concreto com CCA1, o que pressupõe maior porosidade na temperatura ambiente, relativamente ao mesmo concreto acondicionado em ambiente controlado. Dessa forma, o seu desempenho em altas temperaturas foi mais favorável, devido ao alívio de tensões internas através dos poros.

Por outro lado, Mehta e Monteiro (2014), consideram que o aumento da porosidade no concreto, contribui para uma maior absorção da umidade no ambiente e essa umidade absorvida pode retardar o aumento da temperatura no concreto enquanto houver água livre para ser evaporada, porque o calor necessário para a transformação da água líquida em vapor é significativamente considerável, contribuindo para uma menor na perda de resistência do concreto devido ao aumento de temperatura.

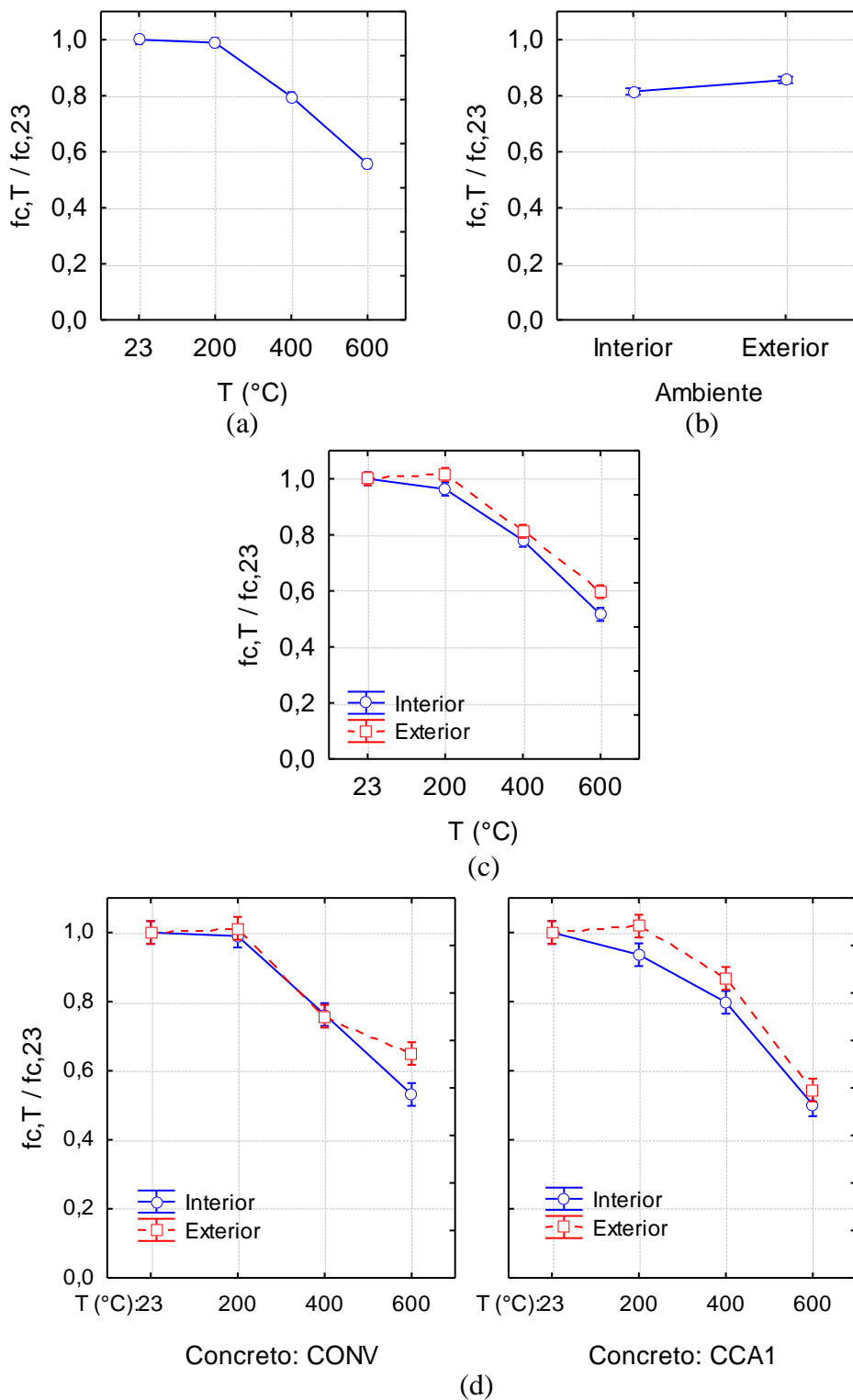


Figura 5.11 – Influência na resistência residual (a) temperatura de exposição (b) ambiente de acondicionamento (c) interação temperatura x ambiente (d) interação temperatura x tipo de concreto x ambiente

De forma a entender melhor os resultados experimentais, procedeu-se à comparação de médias através do teste de Tukey (Figura 5.12).

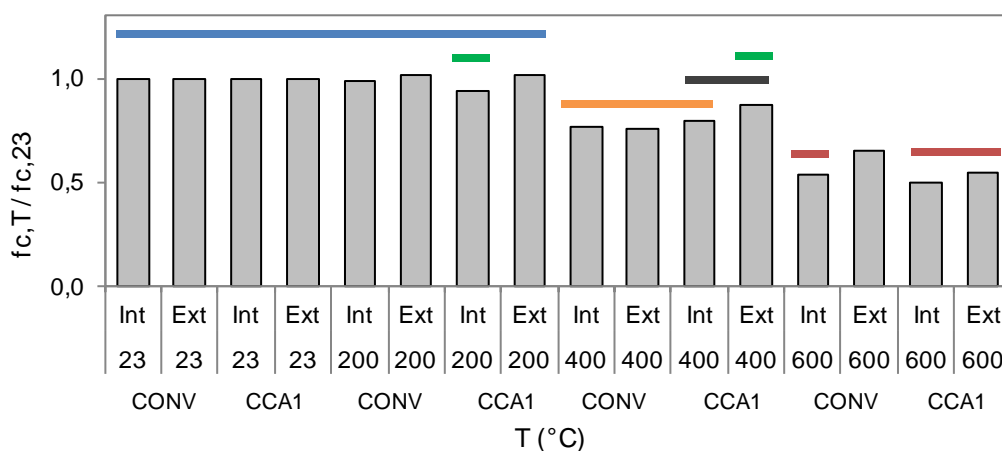


Figura 5.12 – Comparação de médias através do teste de Tukey para a resistência residual considerando a interação temperatura x tipo de concreto x ambiente de acondicionamento

Na interação de 3ª ordem entre temperatura de exposição x tipo de concreto x ambiente de acondicionamento foi possível observar que para o concreto convencional o ambiente provocou diferença significativa na resistência média residual apenas em 600°C, sendo que a resistência residual obtida no ambiente exterior foi 22% superior. Nos restantes casos, o ambiente não influenciou estatisticamente a resistência residual. A perda de resistência para o patamar de 30 minutos está associada à desidratação do C-S-H e da portlandita, e ao aumento da porosidade e da microfissuração.

Em 200°C ambos os concretos acondicionados no ambiente exterior tiveram aumento da resistência, o que poderá estar associado à hidratação tardia do concreto, que ocorre em consequência da movimentação da água no interior do concreto devido à ação da temperatura. O mesmo foi observado por Righi et al. (2013), em concretos com CCA moída, mais reativa, com aumento da resistência após exposição a 200°C. Apesar deste aumento na resistência residual, a diferença relativamente à temperatura ambiente não foi estatisticamente significativa.

5.2.2.2 Fase B: Influência do ambiente de acondicionamento no módulo residual

A Tabela 5.11 apresenta os resultados médios, desvios padrão, coeficientes de variação e resultados residuais para o módulo estático de elasticidade, E_c , do concreto convencional e do

concreto com CCA1, acondicionados em ambientes distintos, submetidos à ação das altas temperaturas, com patamar de temperatura constante de 30 minutos.

Tabela 5.11 – Resultados experimentais obtidos para o módulo residual na matriz B

T (°C)	Concreto	Ambiente de acondicionamento	E_{cm} (GPa)	sd (GPa)	cv (%)	E_{cm} residual ($E_{c,T}/E_{c,23}$)
23	CONV	Interior	36,59	1,34	3,65	1,00
200	CONV	Interior	35,52	0,55	1,56	0,97
400	CONV	Interior	24,85	0,93	3,76	0,68
600	CONV	Interior	8,04	0,07	0,83	0,22
23	CONV	Exterior	35,58	0,71	1,99	1,00
200	CONV	Exterior	33,15	0,86	2,60	0,93
400	CONV	Exterior	20,14	1,01	5,02	0,57
600	CONV	Exterior	8,24	0,64	7,71	0,23
23	CCA1	Interior	41,57	0,48	1,16	1,00
200	CCA1	Interior	39,40	0,79	2,01	0,95
400	CCA1	Interior	26,45	2,27	8,59	0,64
600	CCA1	Interior	6,18	0,23	3,67	0,15
23	CCA1	Exterior	37,22	0,43	1,16	1,00
200	CCA1	Exterior	33,87	2,25	6,65	0,91
400	CCA1	Exterior	20,36	0,89	4,35	0,55
600	CCA1	Exterior	5,91	0,43	7,30	0,16

Foi possível observar que, tal como foi observado na resistência à compressão, na temperatura ambiente os concretos acondicionados no ambiente exterior não controlado, obtiveram menores módulos de elasticidade comparativamente aos concretos estabilizados em ambiente controlado. No concreto convencional a diferença foi de 3% e no concreto com CCA1 o módulo de elasticidade no exterior foi 10% inferior ao módulo no interior.

A Tabela 5.12 resume os resultados obtidos na análise ANOVA de 3 fatores controláveis, para o módulo estático de elasticidade.

Por ordem de significância, os fatores controláveis temperatura de exposição (A), ambiente de acondicionamento (B) e tipo de concreto (B), assim como a interação temperatura de exposição e ambiente de acondicionamento (A x C) e interação entre temperatura de exposição e tipo de concreto (A x B) influenciaram de forma significativa o módulo de elasticidade dos concretos na compressão, com valores de *p-value* inferiores a 0,05. Tal como

foi observado para a resistência residual, a temperatura de exposição foi o fator determinante na redução do módulo residual e o tipo de ambiente teve pouca influência nos resultados.

Tabela 5.12 – Análise ANOVA para o módulo residual na matriz B

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Temperatura (A)	4,98779	3	1,66260	2572,65	0,000000000	S
Concreto (B)	0,01173	1	0,01173	18,15	0,000167458	S
Ambiente (C)	0,01232	1	0,01232	19,07	0,000123726	S
A x B	0,00814	3	0,00271	4,20	0,012967177	S
A x C	0,02309	3	0,00770	11,91	0,000021183	S
B x C	0,00010	1	0,00010	0,15	0,696736765	NS
A x B x C	0,00032	3	0,00011	0,17	0,917837831	NS
Erro	0,02068	32	0,00065			
Total		47				

Na Figura 5.13 observa-se que a degradação do módulo, com o aumento da temperatura de exposição, foi mais acentuada que a observada na resistência, sendo que a redução do módulo foi aproximadamente linear após 200°C. O tipo de concreto influenciou o módulo residual, sendo que o concreto com CCA1 obteve os menores valores em todos os patamares de temperatura, indicando que terá sofrido maior degradação no ambiente exterior. A interação ambiente de acondicionamento x temperatura de exposição x tipo de concreto mostra que o comportamento dos dois concretos foi similar, com redução do módulo residual em ambos os concretos e ambientes de acondicionamento, após exposição a 200°C, 400°C e 600°C.

Na comparação de médias para o módulo residual, através da interação de 3ª ordem (Figura 5.14), foi possível observar que em 200°C e 600°C o ambiente de acondicionamento não influenciou o módulo residual dos concretos.

Em 400°C, as médias do módulo residual no ambiente interior foram superiores às obtidas no ambiente exterior, e, para cada ambiente, foram estatisticamente iguais entre os concretos.

Após exposição a 600°C, os módulos residuais do concreto especial foram inferiores aos observados no concreto convencional, quer para o ambiente interior e exterior.

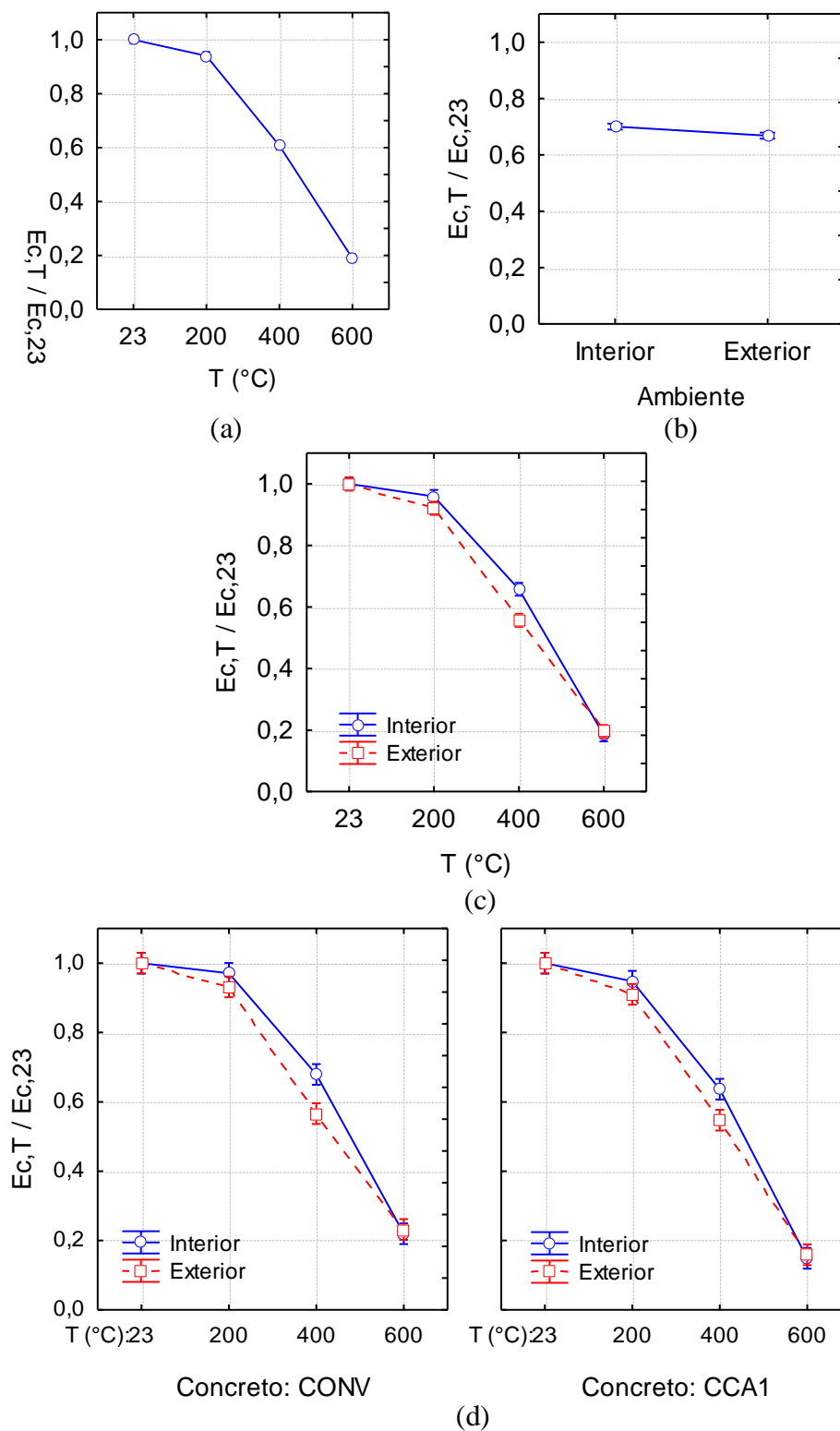


Figura 5.13 – Influência no módulo residual (a) temperatura de exposição (b) ambiente de acondicionamento (c) interação temperatura x ambiente (d) interação temperatura x tipo de concreto x ambiente

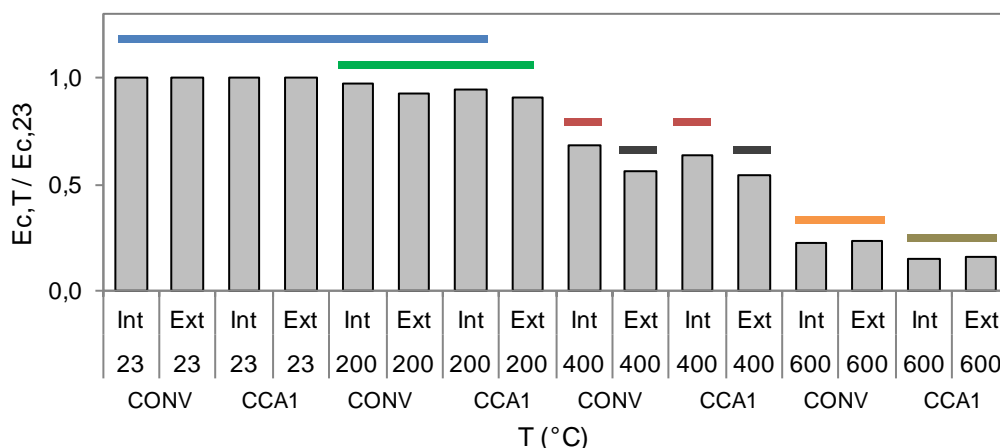


Figura 5.14 – Comparação de médias através do teste de Tukey para o módulo residual considerando a interação temperatura x tipo de concreto x ambiente de acondicionamento

A redução do módulo em altas temperaturas está relacionada com a redução da resistência, conforme mostram as análises de correlação entre grandezas, e foi devida à evaporação da água nos poros capilares e da água contida no gel de C-S-H, assim como, à desintegração progressiva dos compostos hidratados e à quebra de ligações na microestruturada da pasta de cimento, associada à retração da pasta e microfissuração.

Os resultados apresentam algumas divergências com os obtidos na resistência, para o concreto com CCA1 em 400°C e para o concreto convencional em 600°C. Ao contrário do observado na resistência residual, o envelhecimento natural foi desfavorável ao módulo residual dos concretos. Não se conseguiu determinar a causa para esta divergência de resultados.

5.2.2.3 Fase B: Influência do ambiente de acondicionamento na massa residual

A Tabela 5.13 apresenta os resultados médios, desvios padrão, coeficientes de variação e resultados residuais para a massa residual no concreto convencional e nos concretos com CCA1, acondicionados em ambientes distintos, submetidos à ação das altas temperaturas, com patamar de temperatura constante de 30 minutos.

Foi possível observar que a massa residual reduziu com o aumento da temperatura, considerando ambos os ambientes de acondicionamento, porém, para o mesmo concreto, a diferença entre os ambientes foi menos acentuada, em comparação à resistência e módulo residuais.

Tabela 5.13 – Resultados experimentais obtidos para a massa residual na matriz B

T (°C)	Concreto	Ambiente de acondicionamento	ΔM_{cm} (g)	sd (g)	cv (%)	M_{cm} residual ($M_{c,T}/M_{c,23}$)
23	CONV	Interior	0,00	-	-	1,000
200	CONV	Interior	12,23	1,12	9,19	0,997
400	CONV	Interior	114,87	2,57	2,24	0,970
600	CONV	Interior	246,37	3,75	1,52	0,937
23	CONV	Exterior	0,00			1,000
200	CONV	Exterior	9,34	0,79	8,42	0,998
400	CONV	Exterior	110,00	18,73	17,03	0,972
600	CONV	Exterior	235,83	9,88	4,19	0,939
23	CCA1	Interior	0,00	-	-	1,000
200	CCA1	Interior	10,57	0,40	3,82	0,997
400	CCA1	Interior	108,13	2,99	2,76	0,973
600	CCA1	Interior	275,23	8,69	3,16	0,930
23	CCA1	Exterior	0,00			1,000
200	CCA1	Exterior	7,43	0,75	10,10	0,998
400	CCA1	Exterior	109,63	18,42	16,80	0,972
600	CCA1	Exterior	256,10	6,80	2,66	0,934

Através da análise ANOVA de 3 fatores controláveis, resumida na Tabela 5.14, foi possível observar que, por ordem de significância, a temperatura de exposição e a interação entre a temperatura de exposição e tipo de concreto foram estatisticamente significativos na massa residual, com valores de *p-value* inferiores a 0,05. Foi desconsiderada a significância do fator tipo de concreto, devido ao valor de *p-value* ser muito próximo a 0,05. A temperatura de exposição foi o fator determinante para a redução da massa.

Tabela 5.14 – Análise ANOVA para a massa residual na matriz B

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Temperatura (A)	0,03298	3	0,01099	2533	0,000000000	S
Concreto (B)	0,00002	1	0,00002	4	0,045184377	NS
Ambiente (C)	0,00001	1	0,00001	3	0,099391931	NS
A x B	0,00011	3	0,00004	8	0,000338854	S
A x C	0,00002	3	0,00001	1	0,246107085	NS
B x C	0,00000	1	0,00000	0	0,893894450	NS
A x B x C	0,00000	3	0,00000	0	0,768468790	NS
Erro	0,00014	32	0,00000			
Total		47				

A Figura 5.15 mostra graficamente a influência dos fatores controláveis na massa residual, com base nos resultados da análise de variância.

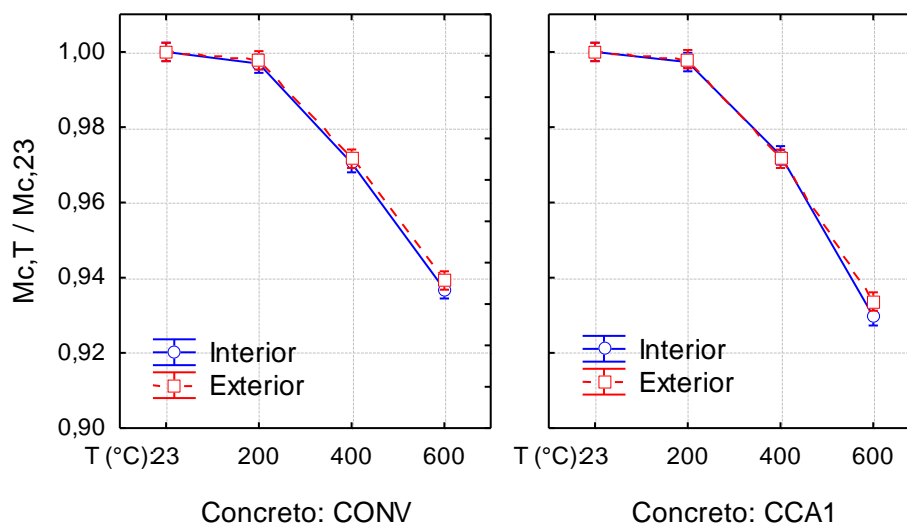


Figura 5.15 – Influência da interação temperatura x tipo de concreto x ambiente na massa residual

A massa residual reduziu com o aumento da temperatura, de forma mais acentuada acima dos 200°C. A perda de massa foi mais acentuada do que a observada na resistência e mostra ter uma relação forte com o módulo residual, tal como foi observado por Yu et al. (2014). Na interação entre temperatura de exposição x tipo de concreto x ambiente de acondicionamento a redução da massa residual dos concretos apresenta tendência similar em todos os patamares de temperatura, sendo que os concretos acondicionados no exterior apresentaram perda menos acentuada em 600°C.

Yu et al. (2014) observaram que a massa residual reduz com o aumento da temperatura e constataram que para temperaturas até 400°C a perda de massa está relacionada com a perda de água livre nos poros capilares e fisicamente combinada e que em temperaturas próximas a 600°C a perda de massa se deve à desidratação da pasta, com perda de água provocada pela decomposição avançada do C-S-H e pela desidroxilação da portlandita.

A Figura 5.16 apresenta os resultados obtidos na comparação de médias, através do teste de Tukey, para a massa residual.

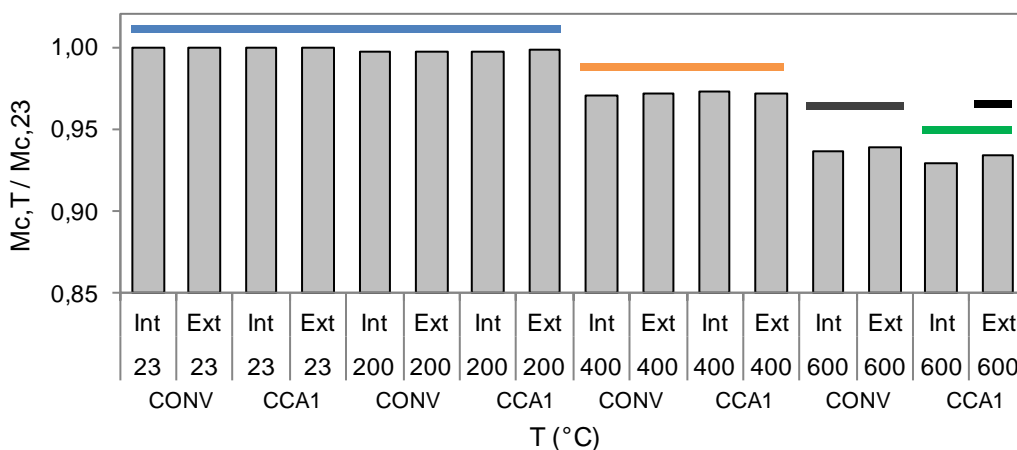


Figura 5.16 – Comparação de médias através do teste de Tukey para a massa residual considerando a interação temperatura x tipo de concreto x ambiente de acondicionamento

Na interação entre temperatura de exposição x tipo de concreto x ambiente de acondicionamento as médias obtidas para a massa residual foram estatisticamente iguais em cada nível de temperatura, exceto para o concreto com CCA1 acondicionado no ambiente interior e exposto a 600°C, com massa residual estatisticamente inferior às restantes.

5.2.2.4 Fase B: Influência do ambiente de acondicionamento na VPU residual

A Tabela 5.15 apresenta os resultados médios, desvios padrão, coeficientes de variação e resultados residuais obtidos para a VPU no concreto convencional e nos concretos com CCA1, acondicionados em ambientes distintos, submetidos à ação das altas temperaturas, com patamar de temperatura constante de 30 minutos.

Os resultados mostram que para o concreto convencional não ocorreu diferença substancial na VPU inicial entre os diferentes ambientes de acondicionamento. No concreto com CCA1 a diferença na VPU inicial entre os diferentes ambientes foi maior, devido à maior degradação do concreto com CCA1 envelhecido naturalmente. Estes resultados são relativamente coerentes com os obtidos para a resistência inicial, porém as diferenças na VPU inicial foram menos acentuadas.

Tabela 5.15 – Resultados experimentais obtidos para a VPU residual na matriz B

T (°C)	Concreto	Ambiente de acondicionamento	VPU _{cm} (m/s)	sd (m/s)	cv (%)	VPU _{cm} residual (VPU _{c,T} /VPU _{c,23})
23	CONV	Interior	4755,32	82,65	1,74	1,00
200	CONV	Interior	4727,49	147,13	3,11	0,99
400	CONV	Interior	4301,35	42,26	0,98	0,90
600	CONV	Interior	2419,49	21,98	0,91	0,50
23	CONV	Exterior	4728,26	29,48	0,62	1,00
200	CONV	Exterior	4604,83	22,12	0,48	0,98
400	CONV	Exterior	4037,90	134,44	3,33	0,86
600	CONV	Exterior	3049,35	232,04	7,61	0,66
23	CCA1	Interior	4951,00	61,28	1,24	1,00
200	CCA1	Interior	4819,86	64,90	1,35	0,97
400	CCA1	Interior	4364,67	82,55	1,89	0,89
600	CCA1	Interior	2346,76	30,11	1,28	0,47
23	CCA1	Exterior	4735,81	39,34	0,83	1,00
200	CCA1	Exterior	4597,75	18,35	0,40	0,98
400	CCA1	Exterior	4123,04	177,07	4,29	0,88
600	CCA1	Exterior	2696,19	148,24	5,50	0,58

A Tabela 5.16 resume os resultados obtidos na análise ANOVA de forma a avaliar a significância dos fatores controláveis e a interação entre eles na velocidade residual de pulso ultrassônico.

Tabela 5.16 – Análise ANOVA para a VPU residual na matriz B

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Temperatura (A)	1,55300	3	0,51767	1425,81	0,000000000	S
Concreto (B)	0,00360	1	0,00360	9,91	0,003551846	S
Ambiente (C)	0,00870	1	0,00870	23,95	0,000027047	S
A x B	0,00631	3	0,00210	5,79	0,002789721	S
A x C	0,04165	3	0,01388	38,24	0,000000000	S
B x C	0,00000	1	0,00000	0,00	1,000000000	NS
A x B x C	0,00279	3	0,00093	2,56	0,072004248	NS
Erro	0,01162	32	0,00036			
Total		47				

Por ordem de significância, o fator controlável temperatura de exposição, a interação entre temperatura de exposição e ambiente de acondicionamento, o fator ambiente de acondicionamento, o tipo de concreto e a interação entre temperatura de exposição e tipo de concreto influenciaram de forma significativa a VPU dos concretos na compressão, com

valores de *p-value* inferiores a 0,05. Analogamente ao observado para a resistência residual e para o módulo residual, a temperatura de exposição foi o fator determinante na redução da resistência residual e o tipo de ambiente teve pouca influência nos resultados.

A Figura 5.17 mostra a influência dos fatores controláveis e interações entre fatores na VPU residual dos concretos submetidos a diferentes temperaturas. A temperatura de exposição provocou redução da VPU média residual acima de 200°C, sendo mais acentuada acima de 400°C. O tipo de concreto foi pouco significativo na VPU residual, já que a média no concreto com CCA foi pouco inferior à obtida no concreto convencional. A diferença entre ambientes de estabilização foi mais acentuada nos 600°C, onde a VPU residual média no ambiente exterior foi superior, tal como foi observado na resistência residual.

Na comparação de médias obtidas para a VPU residual (Figura 5.18) foi possível observar, na interação de 3ª ordem entre os fatores controláveis, que em 200°C a VPU residual de ambos os concretos foi estatisticamente igual à obtida na temperatura ambiente. Em 400°C a VPU residual foi igual entre os concretos e entre ambientes e a redução em relação a 200°C foi pouco significativa.

A redução da VPU foi mais acentuada após 600°C, quer para o ambiente exterior e interior, em ambos os concretos. Após 600°C a VPU residual de ambos os concretos acondicionados no ambiente exterior foi estatisticamente superior, relativamente ao ambiente interior.

De forma geral, os resultados estão de acordo com os resultados obtidos na resistência residual, mostrando que, no nível mais severo de temperatura, a degradação dos concretos envelhecidos naturalmente foi inferior à obtida nos mesmos concretos acondicionados no laboratório, devido à sua maior porosidade.

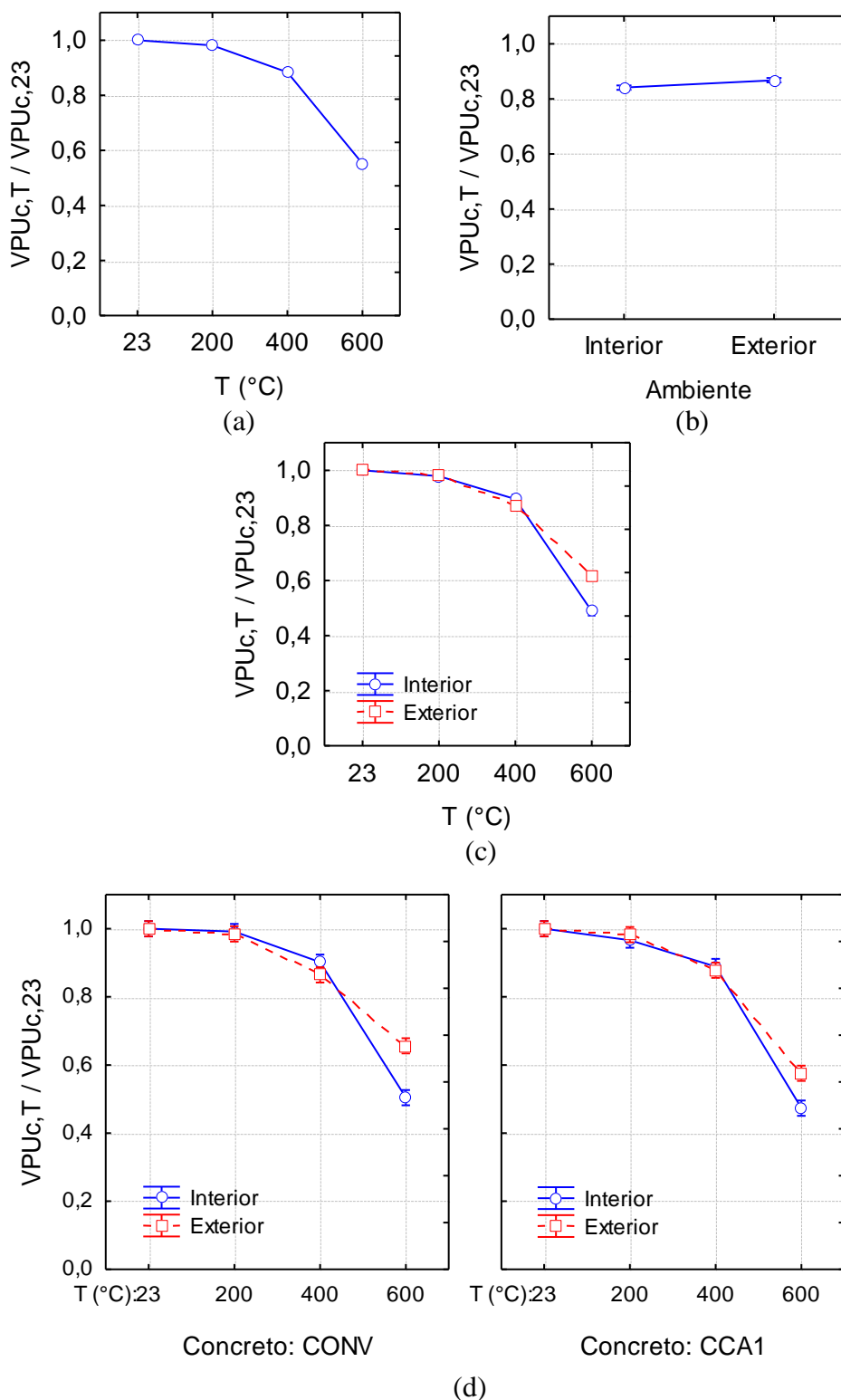


Figura 5.17 – Influência na VPU residual (a) temperatura de exposição (b) ambiente de acondicionamento (c) interação temperatura x ambiente (d) interação temperatura x tipo de concreto x ambiente

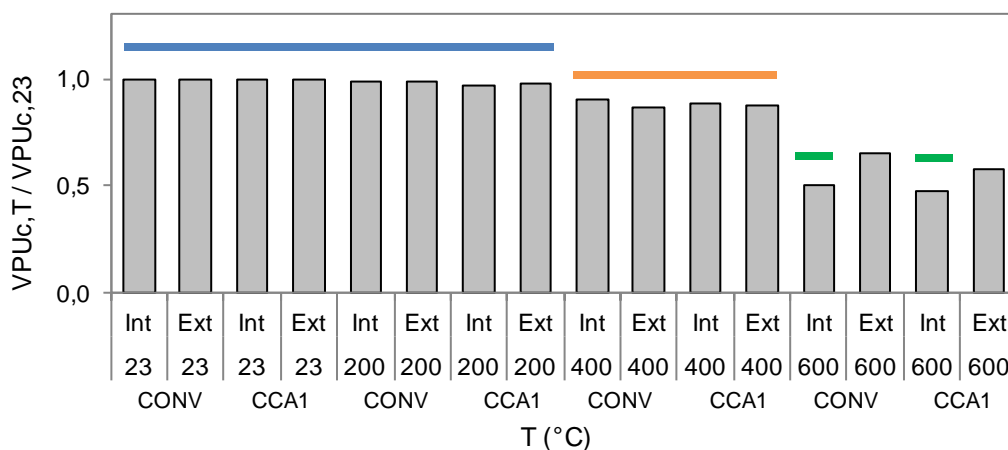


Figura 5.18 – Comparação de médias através do teste de Tukey para a VPU residual considerando a interação temperatura x tipo de concreto x ambiente de acondicionamento

5.2.3 Fase C: Influência da taxa de aquecimento

Nesta fase foi avaliada a influência da taxa de aquecimento, em dois níveis, até atingir-se a temperatura de exposição de 600°C, mantendo patamar de exposição constante igual a 30 minutos. Com isto pretendeu-se avaliar a influência de taxas mais rápidas, minimizando a influência do tempo de exposição. Foram utilizadas taxas de aquecimento de 27,4°C/min, para comparação com resultados anteriores, e de 9°C/min, fixada como taxa padrão de aquecimento. As variáveis de resposta foram a resistência à compressão simples, o módulo estático de elasticidade, a perda de massa e a velocidade de propagação de pulso ultrassônico (VPU).

5.2.3.1 Fase C: Influência da taxa de aquecimento na resistência residual

A Tabela 5.17 apresenta os resultados médios, desvios padrão, coeficientes de variação e resultados residuais para a resistência à compressão simples, f_c , do concreto convencional e do concreto com CCA1, obtidos após aquecimento lento (L) e aquecimento rápido (R) das amostras até à temperatura de 600°C.

A resistência residual do concreto convencional aquecido rapidamente, a 27,4°C/min, foi aproximadamente 12% inferior à resistência obtida no concreto aquecido lentamente, a 9°C/min. No concreto com CCA amorfa (CCA1) o aquecimento rápido provocou maior redução na resistência residual, de 19%, relativamente ao aquecimento padrão. No concreto com CCA1 um dos corpos de prova aquecidos rapidamente sofreu *spalling* localizado, o que confirma que no concreto de maior resistência, por ser menos poroso, o nível de tensões

provocado pelos gradientes térmicos aumenta, por isso, é mais suscetível à ocorrência de *spalling* do que o concreto convencional. Isto também foi observado por Khoury e Anderberg (2000), Chan et al. (1999) e Khoury (1992), entre outros autores. Taxas superiores de aquecimento favorecem o *spalling* tipo *peeling* enquanto que taxas mais reduzidas favorecem o *spalling* explosivo (KALIFA et al., 2001).

Tabela 5.17 – Resultados experimentais obtidos para a resistência residual na matriz C

T (°C)	Concreto	Taxa de aquecimento (°C/min)	f_{cm} (MPa)	sd (MPa)	cv (%)	f_{cm} residual ($f_{c,T}/f_{c,23}$)	Δ_{27-9} (%)
23	CONV	-	45,06	1,95	4,32	1,00	-
600	CONV	9	23,94	1,05	4,39	0,53	-
600	CONV	27,4	21,10	0,99	4,69	0,47	-11,8
23	CCA1	-	60,42	2,04	3,38	1,00	-
600	CCA1	9	30,28	0,96	3,16	0,50	-
600	CCA1	27,4	24,54	1,36	5,55	0,41	-19,0

Por outro lado, os resultados contrariam parcialmente os resultados obtidos por Mohamedbhai (1986) para o concreto convencional de 35 MPa exposto durante uma hora a 600°C. O autor comparou taxas de aquecimento lentas e rápidas, tendo obtido resistências inferiores no aquecimento rápido apenas para temperaturas de exposição de 200°C e 400°C, sendo que em 600°C a resistência no concreto aquecido rapidamente foi superior à obtida no aquecimento lento. Para duas horas de exposição as tendências de degradação da resistência observadas pelo autor inverteram. A Tabela 5.18 resume os resultados da análise de variância, realizada para avaliar a influência dos fatores controláveis taxa de aquecimento e tipo de concreto na variável de resposta resistência residual à compressão.

Tabela 5.18 – Análise ANOVA para a resistência residual na matriz C

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Concreto (A)	0,006354	1	0,006354	14,224	0,005454076	S
Aquecimento (B)	0,018721	1	0,018721	41,910	0,000193375	S
A x B	0,000776	1	0,000776	1,737	0,223948540	NS
Erro	0,003573	8	0,000447			
Total		11				

Por ordem de significância, os fatores controláveis taxa de aquecimento (B) e tipo de concreto (A) influenciaram significativamente a resistência residual dos concretos. A interação entre fatores não foi significativa, ou seja, os concretos tiveram desempenho estatisticamente igual entre si.

A Figura 5.19 mostra graficamente a influência dos fatores controláveis taxa de aquecimento e tipo de concreto e a interação entre os dois fatores na resistência residual dos concretos, assim como, a comparação de médias, realizada através do teste de Tukey.

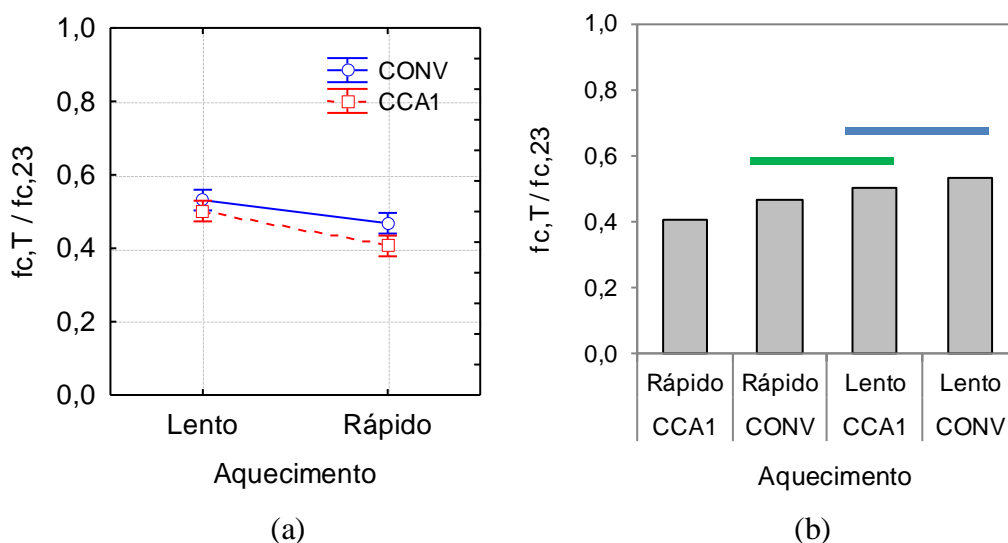


Figura 5.19 – (a) Influência da taxa de aquecimento na resistência residual dos concretos (b) comparação de médias através do teste de Tukey para a resistência residual considerando a interação tipo de concreto x taxa de aquecimento

A resistência média residual no aquecimento rápido foi 44% da resistência inicial e a resistência média residual obtida no aquecimento lento foi 52% da resistência na temperatura ambiente, ou seja, a diferença entre as duas taxas de aquecimento não foi muito significativa, devido ao tempo de exposição ter sido curto, porém, a taxa de aquecimento mais rápido provocou maior redução na resistência do concreto com CCA1, comparativamente ao concreto convencional. Na comparação de médias foi possível observar que as resistências médias residuais do concreto convencional e do concreto com CCA1 aquecidos lentamente foram estatisticamente iguais; as resistências médias do concreto convencional aquecido rapidamente e do concreto com CCA1 aquecido lentamente também foram estatisticamente iguais. A resistência média do concreto especial aquecido rapidamente foi estatisticamente

inferior às restantes, comprovando o impacto negativo associado à ação de maiores gradientes térmicos em concretos menos porosos.

5.2.3.2 Fase C: Influência da taxa de aquecimento no módulo residual

A Tabela 5.19 apresenta os resultados médios, desvios padrão, coeficientes de variação e resultados residuais para o módulo estático de elasticidade, E_c , do concreto convencional e do concreto com CCA amorfa (CCA1), obtidos após aquecimento lento e aquecimento rápido das amostras, até à temperatura de 600°C, no patamar constante de 30 minutos.

Tabela 5.19 – Resultados experimentais obtidos para o módulo residual na matriz C

T (°C)	Concreto	Taxa de aquecimento (°C/min)	E_{cm} (GPa)	sd (GPa)	cv (%)	E_{cm} residual ($E_{c,T}/E_{c,23}$)	Δ_{27-9} (%)
23	CONV	-	36,59	1,34	3,65	1,00	-
600	CONV	9	8,04	0,07	0,83	0,22	-
600	CONV	27,4	5,98	0,18	3,01	0,16	-25,6
23	CCA1	-	41,57	0,48	1,16	1,00	-
600	CCA1	9	6,18	0,23	3,67	0,15	-
600	CCA1	27,4	5,92	0,18	3,07	0,14	-4,1

O módulo residual do concreto convencional aquecido a 27,4C/min foi aproximadamente 26% inferior ao módulo obtido no concreto aquecido lentamente, a 9°C/min. Já no concreto com CCA amorfa o aquecimento rápido provocou redução consideravelmente menor no módulo residual, cerca de 4%, relativamente próxima à redução observada no aquecimento padrão, mais lento. A Tabela 5.20 resume os resultados da análise de variância, realizada para avaliar a influência dos fatores controláveis taxa de aquecimento e tipo de concreto na variável de resposta resistência residual dos concretos à compressão.

Tabela 5.20 – Análise ANOVA para o módulo residual na matriz C

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Concreto (A)	0,006364	1	0,006364	332,88	0,000000084	S
Aquecimento (B)	0,002905	1	0,002905	151,96	0,000001746	S
A x B	0,001879	1	0,001879	98,27	0,000009060	S
Erro	0,000153	8	0,000019			
Total		11				

Foi possível observar que, por ordem de significância, os fatores controláveis tipo de concreto (A) e taxa de aquecimento (B), assim como, a interação entre os dois fatores (AxB), influenciaram o módulo estático de elasticidade residual. A Figura 5.20 mostra graficamente a influência da interação tipo de concreto x taxa de aquecimento no módulo residual, assim como, a comparação de médias, através do teste de Tukey.

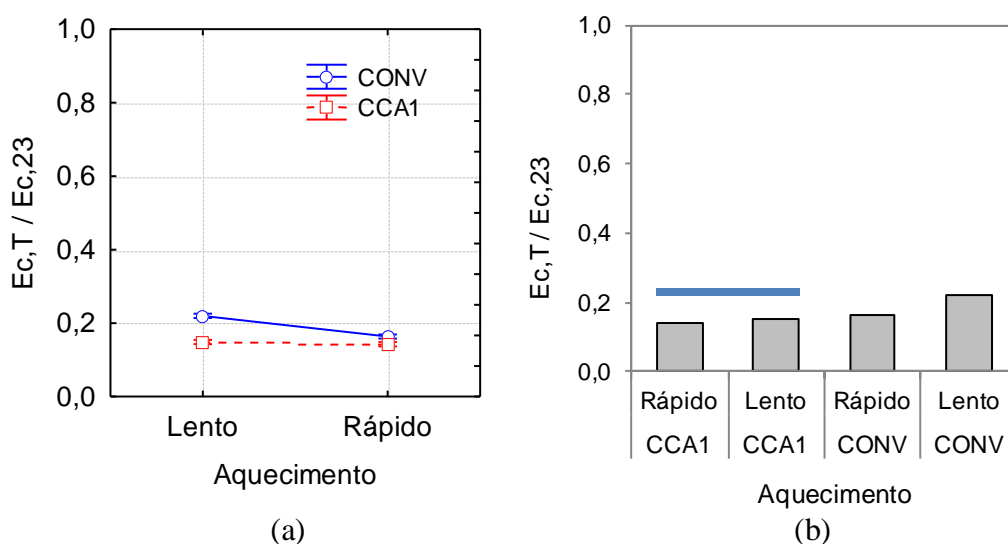


Figura 5.20 – (a) Influência da interação tipo de concreto x taxa de aquecimento no módulo residual (b) comparação de médias

A taxa de aquecimento influenciou o módulo residual do concreto convencional, porém, o mesmo não ocorreu no concreto com CCA1. Não ficaram claras as causas para este resultado, já que o esperado seria a maior degradação do módulo no concreto menos poroso, tal como foi observado na resistência. Na comparação de médias foi possível observar que o módulo residual do concreto com CCA1 aquecido lentamente até 600°C foi estatisticamente igual ao obtido no aquecimento rápido. Já no concreto convencional, o módulo obtido nos corpos de prova aquecidos rapidamente foi estatisticamente inferior. Este resultado poderá estar associado ao ruído experimental, devido aos valores muito reduzidos obtidos nos módulos.

5.2.3.3 Fase C: Influência da taxa de aquecimento na massa residual

A Tabela 5.21 apresenta os resultados médios, desvios padrão, coeficientes de variação e resultados residuais para a massa residual, M_c , do concreto convencional e do concreto com CCA amorfa, obtidos após aquecimento lento e aquecimento rápido das amostras até à temperatura de 600°C, mantendo patamar de temperatura constante durante 30 minutos.

Tabela 5.21 – Resultados experimentais obtidos para a massa residual na matriz C

T (°C)	Concreto	Taxa de aquecimento (°C/min)	ΔM_{cm} (g)	sd (g)	cv (%)	M_{cm} residual ($M_{c,T}/M_{c,23}$)	$\Delta_{27,9}$ (%)
23	CONV	-	-	-	-	1,00	-
600	CONV	9	246,37	3,75	1,52	0,94	-
600	CONV	27,4	239,40	5,77	2,41	0,94	+0,15
23	CCA1	-	-	-	-	1,00	-
600	CCA1	9	275,23	8,69	3,16	0,93	-
600	CCA1	27,4	267,47	2,65	0,99	0,93	+0,21

Os resultados mostram que a perda de massa foi inferior a 10% em ambos os concretos, quer aquecidos lentamente e rapidamente, ou seja, não se observaram diferenças nas massas residuais obtidas em cada taxa de aquecimento.

A Tabela 5.22 resume os resultados da análise de variância, realizada para avaliar a influência dos fatores controláveis taxa de aquecimento e tipo de concreto na variável de resposta massa residual dos concretos.

Tabela 5.22 – Análise ANOVA para a massa residual na matriz C

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Concreto (A)	0,00014	1	0,00014	50	0,000102228	S
Aquecimento (B)	0,00001	1	0,00001	3	0,119091517	NS
A x B	0,00000	1	0,00000	0	0,784786055	NS
Erro	0,00002	8	0,00000			
Total		11				

Com base na análise de variância, se constatou que apenas o fator controlável tipo de concreto influenciou significativamente a massa residual do concreto, porém, foi pouco significativo, já que a diferença entre os valores médios residuais foi muito pequena, inferior a 1%.

A Figura 5.21 apresenta graficamente os resultados obtidos na comparação de médias para a massa residual, realizada através do teste de Tukey, considerando a interação entre taxa de aquecimento e tipo de concreto.

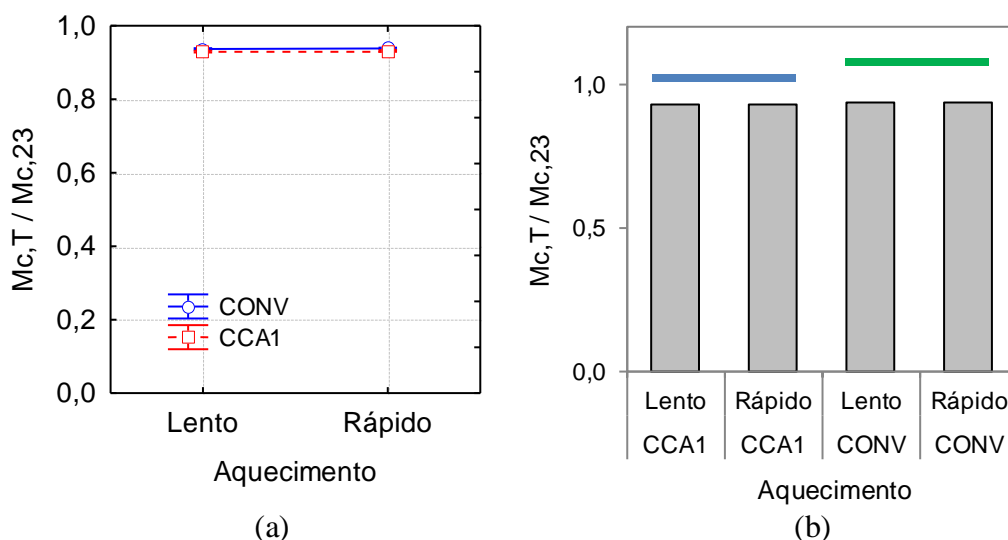


Figura 5.21 – (a) Influência da taxa de aquecimento na massa residual dos concretos (b) comparação de médias através do teste de Tukey para a massa residual considerando a interação tipo de concreto x taxa de aquecimento

Os resultados mostram que para cada tipo de concreto a massa residual após aquecimento rápido foi estatisticamente igual à massa residual obtida após aquecimento lento. Isto indica que a redução mais acentuada da resistência no aquecimento rápido, observada no item 5.2.3.1., foi mais influenciada pelos maiores gradientes térmicos do que pela perda de massa.

5.2.3.4 Fase C: Influência da taxa de aquecimento na VPU residual

A Tabela 5.23 apresenta os resultados médios, desvios padrão, coeficientes de variação e resultados residuais para a VPU residual do concreto convencional e do concreto com CCA amorfa (CCA1), obtidos após aquecimento lento e aquecimento rápido das amostras até à temperatura de 600°C, no patamar de temperatura constante de 30 minutos.

Tabela 5.23 – Resultados experimentais obtidos para a VPU residual na matriz C

T (°C)	Concreto	Taxa de aquecimento (°C/min)	VPU _{cm} (m/s)	sd (m/s)	cv (%)	VPU _{cm} residual (VPU _{c,T} /VPU _{c,23})	Δ ₂₇₋₉ (%)
23	CONV	-	4755,32	82,65	1,74	1,00	-
600	CONV	9	2419,49	21,98	0,91	0,50	-
600	CONV	27,4	1988,05	43,45	2,19	0,42	-16,4
23	CCA1	-	4951,00	61,28	1,24	1,00	-
600	CCA1	9	2346,76	30,11	1,28	0,47	-
600	CCA1	27,4	1825,80	64,47	3,53	0,37	-22,1

Os resultados obtidos experimentalmente para a VPU mostram que o aquecimento rápido provocou maior degradação nos concretos, indicando maior grau de fissuração devido à ação térmica.

A Tabela 5.24 resume os resultados da análise de variância, realizada para avaliar a influência dos fatores controláveis taxa de aquecimento e tipo de concreto na variável de resposta VPU residual. Por ordem de significância, os fatores controláveis taxa de aquecimento (B) e tipo de concreto (A) influenciaram de forma significativa os resultados da VPU residual. A interação entre os dois fatores (AxB) praticamente não teve influência nos resultados experimentais, com valor de *p-value* próximo a 0,05.

Tabela 5.24 – Análise ANOVA para a VPU residual na matriz C

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Concreto (A)	0,005441	1	0,005441	73,75	0,000026128	S
Aquecimento (B)	0,025616	1	0,025616	347,18	0,000000071	S
A x B	0,000418	1	0,000418	5,67	0,044498920	S
Erro	0,000590	8	0,000074			
Total		11				

A Figura 5.22 mostra graficamente a influência da interação entre taxa de aquecimento e tipo de concreto na VPU residual dos concretos, assim como a comparação de médias, realizada através do teste de Tukey.

Considerando todos os ensaios, a VPU média após aquecimento rápido foi aproximadamente 20% inferior à obtida no aquecimento lento. A Figura mostra que ambos os concretos tiveram redução similar na VPU, quer no aquecimento lento ou rápido. Analisando a interação entre taxa de aquecimento e tipo de concreto se observa que as médias da VPU residual obtidas para cada tipo de concreto e taxa de aquecimento foram estatisticamente diferentes, sendo que os resultados indicam maior degradação no concreto menos poroso aquecido rapidamente. Dessa forma, os resultados da VPU são coerentes com os resultados obtidos na resistência residual de ambos concretos.

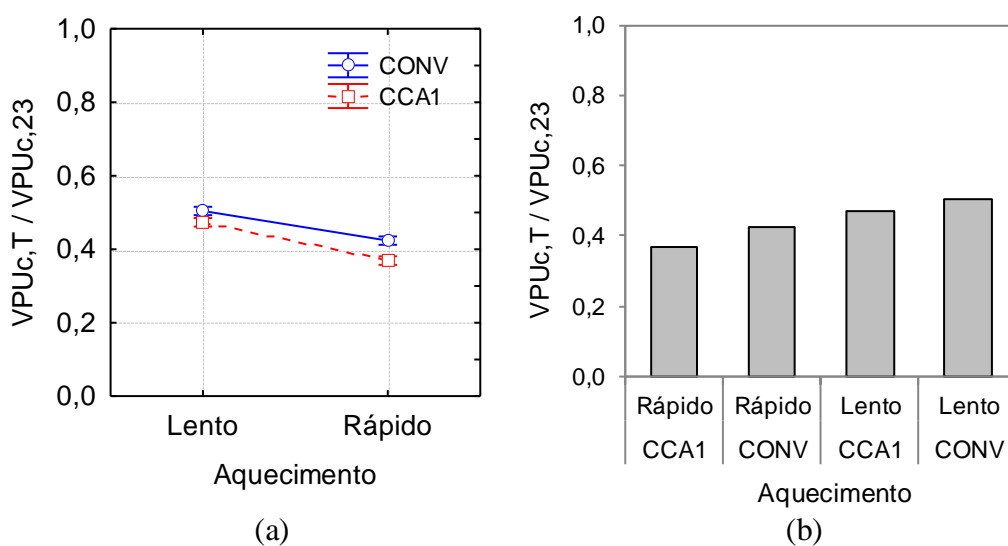


Figura 5.22 – (a) Influência da taxa de aquecimento na VPU residual dos concretos (b) comparação de médias através do teste de Tukey para a VPU residual considerando a interação tipo de concreto x taxa de aquecimento

5.2.4 Fase D: Influência do tempo de exposição

Nesta fase foi avaliada a influência do tempo de exposição dos concretos convencional e especial com CCA às altas temperaturas. Foram selecionados dois patamares de temperatura constante, após se atingir a temperatura de ensaio: 30 minutos e o tempo necessário para atingir-se a temperatura uniforme em todo o corpo de prova (*steady state*). As variáveis de resposta foram a resistência à compressão simples, o módulo estático de elasticidade, a perda de massa e a velocidade de pulso ultrassônico.

5.2.4.1 Fase D: Influência do tempo de exposição na resistência residual

A Tabela 5.25 apresenta os resultados médios, desvios padrão, coeficientes de variação e resultados residuais para a resistência à compressão simples, f_c , do concreto convencional e do concreto com CCA1, obtidos após exposição durante patamar de temperatura constante de 30 minutos e até atingir-se o estado *steady state*.

Os resultados mostram que o maior tempo de exposição causou redução mais acentuada na resistência residual de ambos os concretos, superior a 30%, para o nível de temperatura mais severo, de 600°C.

Tabela 5.25 – Resultados experimentais obtidos para a resistência residual na matriz D

T (°C)	Concreto	Tempo de exposição	f_{cm} (MPa)	sd (MPa)	cv (%)	f_{cm} residual ($f_{c,T}/f_{c,23}$)	Δ_{30-SS} (%)
23	CONV	-	45,06	1,95	4,32	1,000	-
200	CONV	30 min	44,60	0,22	0,50	0,990	-
400	CONV	30 min	34,37	1,45	4,22	0,763	-
600	CONV	30 min	23,94	1,05	4,39	0,531	-
23	CONV	-	43,80	0,48	1,09	1,000	-
200	CONV	<i>steady state</i>	39,85	1,40	3,50	0,910	-8,06
400	CONV	<i>steady state</i>	30,81	0,50	1,61	0,703	-7,75
600	CONV	<i>steady state</i>	15,58	0,35	2,25	0,356	-33,05
23	CCA1	-	60,42	2,04	3,38	1,000	-
200	CCA1	30 min	56,53	1,25	2,22	0,936	-
400	CCA1	30 min	48,21	0,54	1,12	0,798	-
600	CCA1	30 min	30,28	0,96	3,16	0,501	-
23	CCA1	-	56,37	0,80	1,42	1,000	-
200	CCA1	<i>steady state</i>	47,16	1,06	2,25	0,837	-10,59
400	CCA1	<i>steady state</i>	38,21	1,77	4,64	0,678	-15,06
600	CCA1	<i>steady state</i>	18,52	0,58	3,13	0,328	-34,47

Para avaliar a influência dos fatores controláveis tempo de exposição, temperatura de exposição e tipo de concreto na variável de resposta resistência residual procedeu-se à análise ANOVA, cujos resultados estão apresentados na Tabela 5.26.

Tabela 5.26 – Análise ANOVA para a resistência residual na matriz D

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Temperatura (A)	2,30616	3	0,76872	2446,43	0,000000	S
Concreto (B)	0,00570	1	0,00570	18,15	0,000167	S
Tempo (C)	0,09358	1	0,09358	297,81	0,000000	S
A x B	0,00893	3	0,00298	9,48	0,000125	S
A x C	0,04551	3	0,01517	48,28	0,000000	S
B x C	0,00113	1	0,00113	3,60	0,066966	NS
A x B x C	0,00195	3	0,00065	2,07	0,123315	NS
Erro	0,01006	32	0,00031			
Total	2.47303	47				

Através da análise ANOVA foi possível concluir que, por ordem de significância, os fatores controláveis temperatura de exposição (A), tempo de exposição (C), interação entre a temperatura e o tempo de exposição (A x B), tipo de concreto (B) e interação entre temperatura e tipo de concreto (A x B) tiveram influência significativa na resistência residual dos concretos. A interação de segunda ordem entre o tipo de concreto e tempo de exposição (B x C), assim como, a interação de terceira ordem entre temperatura de exposição e tipo de concreto e tempo de exposição (A x B x C) não tiveram influência significativa na resistência residual, com *p-value* superior a 0,05. A temperatura de exposição foi o fator determinante na redução da resistência residual e o tempo de exposição teve alguma influência nos resultados.

A Figura 5.23 mostra graficamente a influência dos fatores controláveis, temperatura de exposição, tipo de concreto e tempo de exposição, assim como, da interação entre fatores na variável resposta resistência residual para a matriz experimental D.

Foi possível observar que a degradação da resistência à compressão com o aumento da temperatura se acentuou acima de 200°C. Considerando todos os resultados, o tempo de exposição *steady state* provocou redução média de 11% na resistência residual, relativamente ao patamar de 30 minutos. Em 200°C, 400°C e 600°C, o tempo *steady state* provocou redução na resistência residual, respectivamente, de 9%, 11% e 34%, comparativamente à resistência obtida no patamar de 30 minutos.

Na interação entre temperatura de exposição e tipo de concreto, se observou que a maior diferença entre os dois concretos ocorreu em 200°C. Para ambos os tempos de exposição, os concretos apresentaram um comportamento similar na redução da resistência, sendo que o concreto com CCA1 obteve resistências residuais entre 10,6% e 34,5% menores no patamar de exposição *steady state* e no concreto convencional observaram-se resistências entre 8,1% e 33,1% menores, quando os corpos de prova foram expostos às altas temperaturas durante mais tempo.

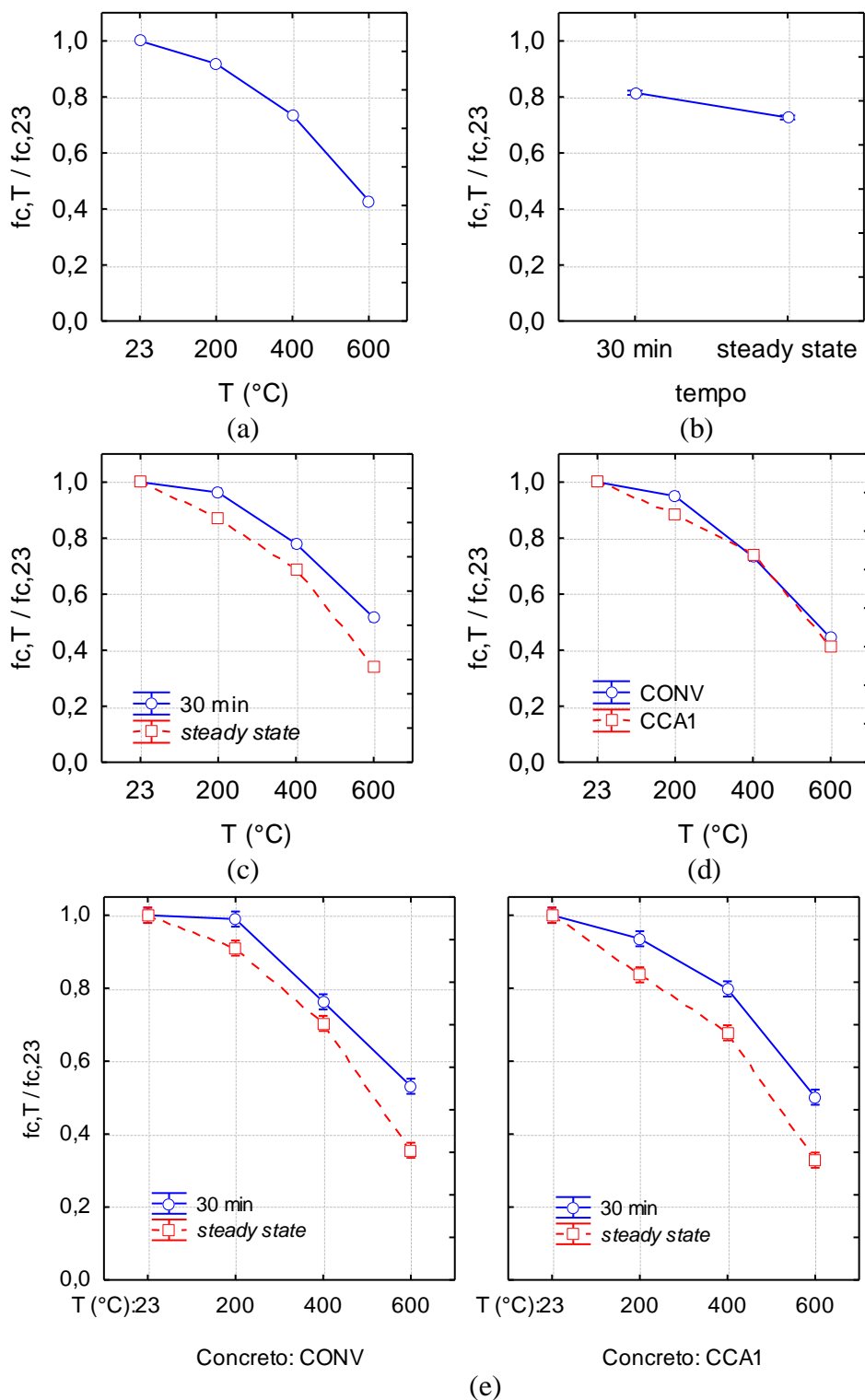


Figura 5.23 – Influência na resistência residual (a) temperatura de exposição (b) tempo de exposição (c) interação temperatura x tempo (d) interação temperatura x tipo de concreto (e) interação temperatura x tipo de concreto x tempo

Para avaliar a significância dos resultados obtidos realizou-se a comparação de médias através do teste de Tukey, conforme mostra a Figura 5.24.

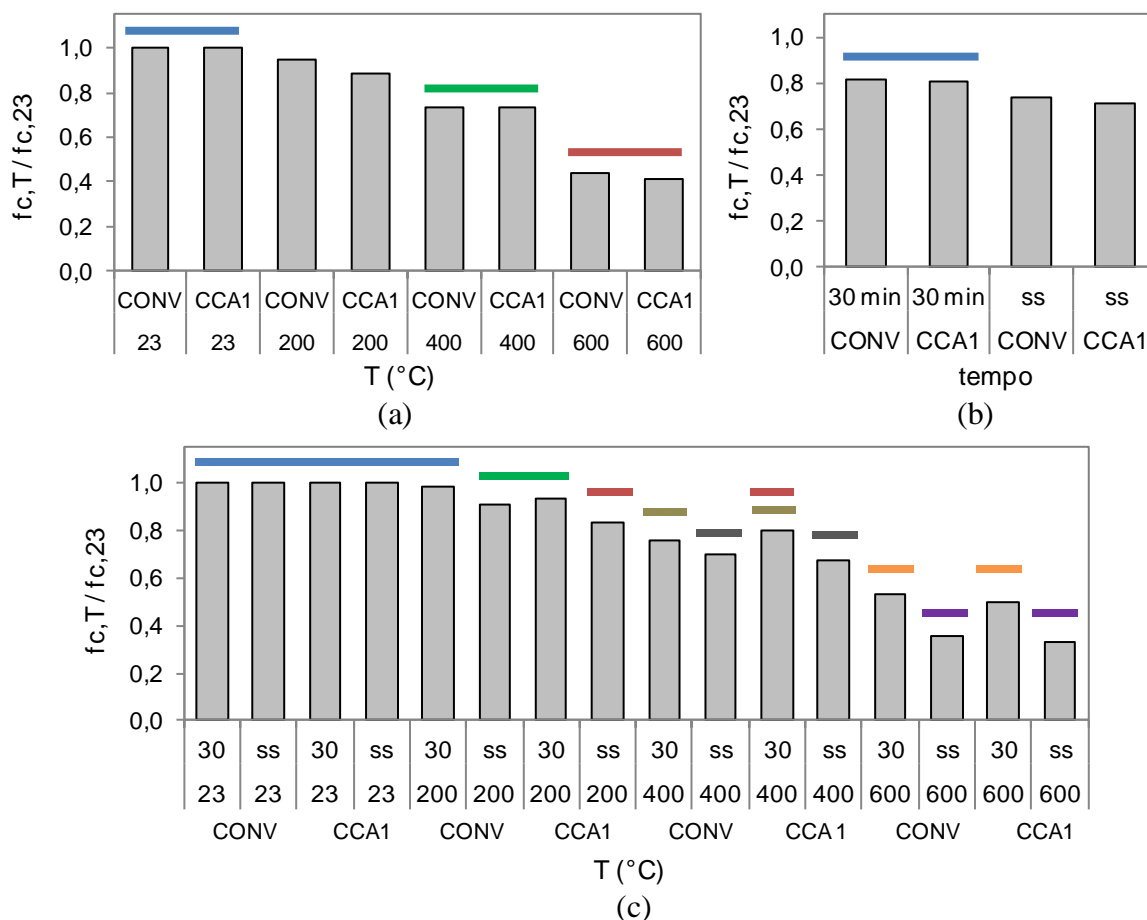


Figura 5.24 – Comparação de médias através do teste de Tukey para a resistência residual (a) interação temperatura x tipo de concreto (b) interação tempo x tipo de concreto (c) interação temperatura x tipo de concreto x tempo

Na interação temperatura de exposição e tipo de concreto, foi possível observar que as resistências residuais médias foram estatisticamente diferentes na temperatura de 200°C, sendo que o concreto com CCA1 teve resistência média 7% inferior ao concreto convencional. Na interação entre tempo de exposição e tipo de concreto se observou que as resistências médias do concreto convencional e do concreto com CCA1 foram estatisticamente iguais para o patamar de temperatura constante igual a 30 minutos, como tinha sido observado anteriormente, porém estatisticamente diferentes no patamar de exposição *steady state* (ss). Na interação temperatura de exposição x tipo de concreto x tempo de exposição foi possível constatar que a resistência residual do concreto com CCA1 exposto a 200°C durante 30 minutos foi igual à resistência do concreto convencional exposto a 200°C durante o tempo *steady state*. Por sua vez, a resistência residual do concreto com CCA1 exposto a 200°C durante o maior período de tempo foi igual à resistência obtida após a exposição a 400°C durante 30 minutos.

Não se obtiveram diferenças estatisticamente significativas entre o concreto convencional e o concreto especial em 400°C e 600°C, para um mesmo tempo de exposição, no entanto, as resistências residuais de ambos os concretos no patamar *steady state* (ss) foram estatisticamente inferiores às obtidas no patamar de 30 minutos.

A Figura 5.25 compara os valores experimentais obtidos para a resistência à compressão, após o tempo de exposição *steady state* e resfriamento lento, com os fatores de redução propostos nas normas de projeto, especificamente, Eurocode 2 (EC2, 2004) para concreto de alta resistência (CAR) de 60 MPa, ACI 216.1 (2014), considerando ensaios após resfriamento lento (residual) e a quente (hot), e NBR 15200 (2012), cujos fatores redutores foram adotados do EC2 para concreto convencional (CC).

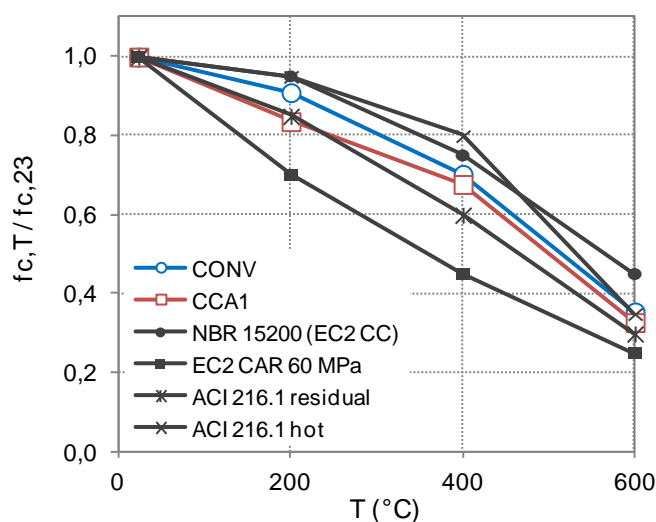


Figura 5.25 – Comparação entre resistências residuais experimentais e valores teóricos propostos pelas normas de projeto de estruturas em situação de incêndio (NBR 15200, EC2 e ACI 216.1)

Comparando os resultados experimentais com os valores de projeto é possível observar que os valores obtidos experimentalmente se encontram dentro dos intervalos de valores propostos em norma, sendo que o concreto convencional se aproxima dos valores menos severos do ACI, obtidos em ensaios realizados na condição quente (*hot*), menos desfavorável, ou da NBR 15200, propostos para concretos convencionais. O concreto com CCA1 se aproximou dos valores mais severos do ACI, obtidos após o resfriamento lento (residual) e obtendo menores perdas de resistência do que as previstas pelo EC2, considerando CAR de 60 MPa. A redução da resistência residual do concreto com CCA1, no tempo de exposição mais longo, ocorreu de forma significativamente mais acentuada do que a do concreto convencional apenas em

200°C. Na temperatura ambiente, o concreto convencional e o concreto com CCA1 tiveram uma umidade relativa próxima entre si, respectivamente de 2,20% e 2,27%. Já a porosidade total inicial foi significativamente diferente, respectivamente, 9,94% e 7,18%, para o concreto convencional e para o concreto com CCA1. Para o patamar de tempo de exposição *steady state* a resistência residual obtida indica ter relação forte com a porosidade residual total, determinada por imersão em água. Dessa forma, a diferença significativa entre os dois concretos em 200°C pode ser explicada pela relação entre a porosidade e a evaporação da água nos poros capilares, no interior do concreto que gera maiores tensões no concreto menos poroso e, conseqüentemente, provoca maior microfissuração, com conseqüente redução da resistência.

As análises térmicas do item 5.7, realizadas nos concretos expostos ao patamar *steady state*, mostram que a redução da resistência em 200°C está associada à evaporação da água contida nos poros capilares, à decomposição dos aluminatos de cálcio hidratados e ao início da decomposição do gel de C-S-H. Em 400°C, a redução da resistência pode ser explicada pela evaporação da água do gel durante a desidratação do C-S-H e pelo aumento da porosidade e da microfissuração devido à retração da pasta. Em 600°C a degradação se acentuou devido à dessecação dos poros, juntamente com a decomposição dos produtos de hidratação, com continuação da degradação do gel de C-S-H e decomposição quase total da portlandita, como mostram as análises térmicas e de DRX realizadas. Em 600°C a redução acentuada da resistência deveu-se à desidratação avançada do gel de C-S-H, à decomposição da portlandita, ao aumento da porosidade e ao aumento das tensões internas com a expansão do agregado silicoso, gerando microfissuração acentuada, como mostram as imagens de MEV em alta resolução, devido à incompatibilidade térmica entre pasta e agregado. A microfissuração na ZT terá sido menos acentuada no concreto convencional, devido ao alívio de tensões nessa região, por ser uma região mais porosa, em comparação ao concreto com CCA1 (SCHNEIDER e DIEDRICHS, 1981 *apud* KIRCHHOF 2010; CÁNOVAS, 1988; BAZANT e KAPLAN, 1996; NEVILLE, 2015; BENTZ, 2000; CASTELLOTE et al., 2004; HAGER, 2013; MEHTA e MONTEIRO, 2014).

No concreto convencional, o aumento da porosidade com a desidratação da pasta e a decomposição da portlandita explicam a redução significativa da resistência em 600°C. Na decomposição da portlandita ocorre liberação de CaO, o que provoca um aumento da fissuração devida à expansão volumétrica da pasta (TAYLOR, 1997). Para a temperatura

ambiente, no concreto com incorporação de CCA amorfa (CCA1) ocorreu redução da portlandita na reação pozolânica, com diminuição da porosidade e refinamento dos poros, assim como, aumento da densidade na zona de transição (ZT) na interface entre agregado e pasta. Dessa forma, a degradação do concreto com CCA1 em 600°C está associada à decomposição avançada do gel de C-S-H, como mostram as análises de DTG e de DRX realizadas, e ao aumento da porosidade e da microfissuração, porém, também ocorreu decomposição da portlandita que não foi consumida na reação pozolânica.

A diferença na redução da resistência residual entre os diferentes tempos de exposição ocorreu essencialmente porque a exposição às altas temperaturas durante 30 minutos não foi suficiente para garantir uma temperatura uniforme em toda a massa do concreto. Dessa forma, a degradação dos concretos dependeu das transformações físicas e químicas associadas a uma determinada temperatura, inferior à temperatura de ensaio, e aos gradientes térmicos entre as camadas mais superficiais e internas dos corpos de prova (LIMA, 2005; WENDT, 2006; HAGER, 2013).

Os resultados experimentais estão de acordo com a literatura, por exemplo, Mohamedbhai (1986), concluiu que a degradação aumentou com o tempo de exposição até certo tempo, sendo que a degradação máxima do concreto ocorreu após duas horas de exposição às altas temperaturas.

Chiang et al. (2004) avaliaram os efeitos da temperatura de exposição e do tempo de exposição, de até duas horas em corpos de prova de concreto de 120x240 mm e confirmaram que a resistência residual à compressão diminuiu com o aumento do tempo de exposição.

Independentemente do patamar de exposição, os resultados mostram que a temperatura de 600°C foi crítica para a redução da resistência dos concretos, o que está de acordo com a literatura, por exemplo, os resultados de Chan et al. (1999) mostram que temperaturas de exposição entre 400°C e 800°C foram críticas para a perda de resistência do concreto. Para Georgali e Tsakiridis (2005) a redução da resistência em 300°C se situou entre 85% e 60% da resistência inicial e em 550°C a resistência residual variou entre 45% e 30% da resistência padrão.

Phan (1996), Li et al. (2003) e Li, Qian e Sun (2004) concluíram que, para temperaturas inferiores a 400°C, o decréscimo da resistência de concretos de alta resistência foi maior do que a perda observada no concreto convencional. Isso ocorre porque a porosidade dos

concretos convencionais permite a migração do vapor de água para a superfície, porém nos concretos menos porosos a baixa permeabilidade impede a saída do vapor, elevando as pressões internas, o que acelera a degradação do concreto em altas temperaturas (ANDERBERG, 1997; KODUR e SULTAN, 1998).

5.2.4.2 Fase D: Influência do tempo de exposição no módulo residual

Nesta fase experimental não foi possível obter de forma consistente as leituras nos LVDT, necessárias para a determinação dos módulos de elasticidade dos concretos expostos a 600°C durante o tempo de exposição *steady state*, porque os corpos de prova de concreto estavam substancialmente fissurados, rompendo com cargas de ruptura demasiado baixas. A Tabela 5.27 apresenta os resultados médios, desvios padrão, coeficientes de variação e resultados residuais para o módulo estático de elasticidade, E_c , do concreto convencional e do concreto com CCA1, obtidos após exposição durante temperatura constante de 30 minutos e até atingir-se o estado *steady state* (ss).

Tabela 5.27 – Resultados experimentais obtidos para o módulo residual na matriz D

T (°C)	Concreto	Tempo de exposição	E_{cm} (GPa)	sd (GPa)	cv (%)	E_{cm} residual ($E_{c,T}/E_{c,23}$)	Δ_{30-ss} (%)
23	CONV	-	36,59	1,34	3,65	1,000	-
200	CONV	30 min	35,52	0,55	1,56	0,971	-
400	CONV	30 min	24,85	0,93	3,76	0,679	-
600	CONV	30 min	8,04	0,07	0,83	0,220	-
23	CONV	-	34,88	0,48	1,38	1,000	-
200	CONV	<i>steady state</i>	26,39	0,76	2,88	0,757	-21,6
400	CONV	<i>steady state</i>	10,69	0,32	3,00	0,306	-54,4
600	CONV	<i>steady state</i>	-	-	-	-	-
23	CCA1	-	41,57	0,48	1,16	1,000	-
200	CCA1	30 min	39,40	0,79	2,01	0,948	-
400	CCA1	30 min	26,45	2,27	8,59	0,636	-
600	CCA1	30 min	6,18	0,23	3,67	0,149	-
23	CCA1	-	37,59	0,14	0,37	1,000	-
200	CCA1	<i>steady state</i>	24,30	0,85	3,50	0,646	-31,6
400	CCA1	<i>steady state</i>	10,04	0,28	2,83	0,267	-57,8
600	CCA1	<i>steady state</i>	-	-	-	-	-

Os resultados mostram que o módulo reduziu com o aumento da temperatura de exposição. O maior tempo de exposição provocou redução no módulo de elasticidade mais acentuada para temperaturas mais elevadas, em ambos os concretos.

A Tabela 5.28 resume os resultados obtidos na análise de variância utilizada para avaliar a influência dos fatores controláveis tempo de exposição, temperatura de exposição e tipo de concreto na variável resposta módulo estático de elasticidade residual.

Tabela 5.28 – Análise ANOVA para o módulo residual na matriz D

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Temperatura (A)	5,84867	3	1,94956	5787,02	0,000000000	S
Concreto (B)	0,01536	1	0,01536	45,59	0,000000125	S
Tempo (C)	0,49549	1	0,49549	1470,79	0,000000000	S
A x B	0,00676	3	0,00225	6,69	0,001245593	S
A x C	0,21828	3	0,07276	215,98	0,000000000	S
B x C	0,00003	1	0,00003	0,09	0,761366317	NS
A x B x C	0,00948	3	0,00316	9,38	0,000134895	S
Erro	0,01078	32	0,00034			
Total	6.60484	47				

Através da análise de variância foi possível concluir que, por ordem de significância, a temperatura de exposição (A), o tempo de exposição (C), a interação entre a temperatura e o tempo de exposição (A x C), o tipo de concreto (B), a interação entre temperatura de exposição e tipo de concreto e tempo de exposição (A x B x C) e a interação temperatura de exposição e tipo de concreto (A x B) foram estatisticamente significativos no módulo residual. A temperatura de exposição foi o fator determinante na redução do módulo residual, porém, o tempo de exposição teve maior influência na redução do módulo, comparativamente à observada na resistência residual.

A exposição às altas temperaturas durante 30 minutos não foi suficiente para garantir a temperatura de ensaio em toda a massa do concreto, por isso, tal como foi observado na resistência residual, os danos associados a uma determinada temperatura de ensaio foram menores no patamar mais curto.

A Figura 5.26 apresenta graficamente os resultados obtidos através da análise estatística, para o módulo residual na matriz experimental D. O módulo de elasticidade reduziu de forma mais acentuada à redução observada na resistência. A degradação do módulo residual se acentuou acima de 200°C, reduzindo de forma quase linear entre 200°C e 600°C. Considerando todos os resultados, a diferença entre o módulo residual médio do concreto convencional e do concreto com CCA1 foi pouco significativa, cerca de 6%. O tempo de exposição foi consideravelmente significativo, já que o módulo residual médio de ambos os concretos foi

significativamente menor para o tempo de exposição *steady state*, aproximadamente 70% do valor médio obtido no patamar de 30 minutos.

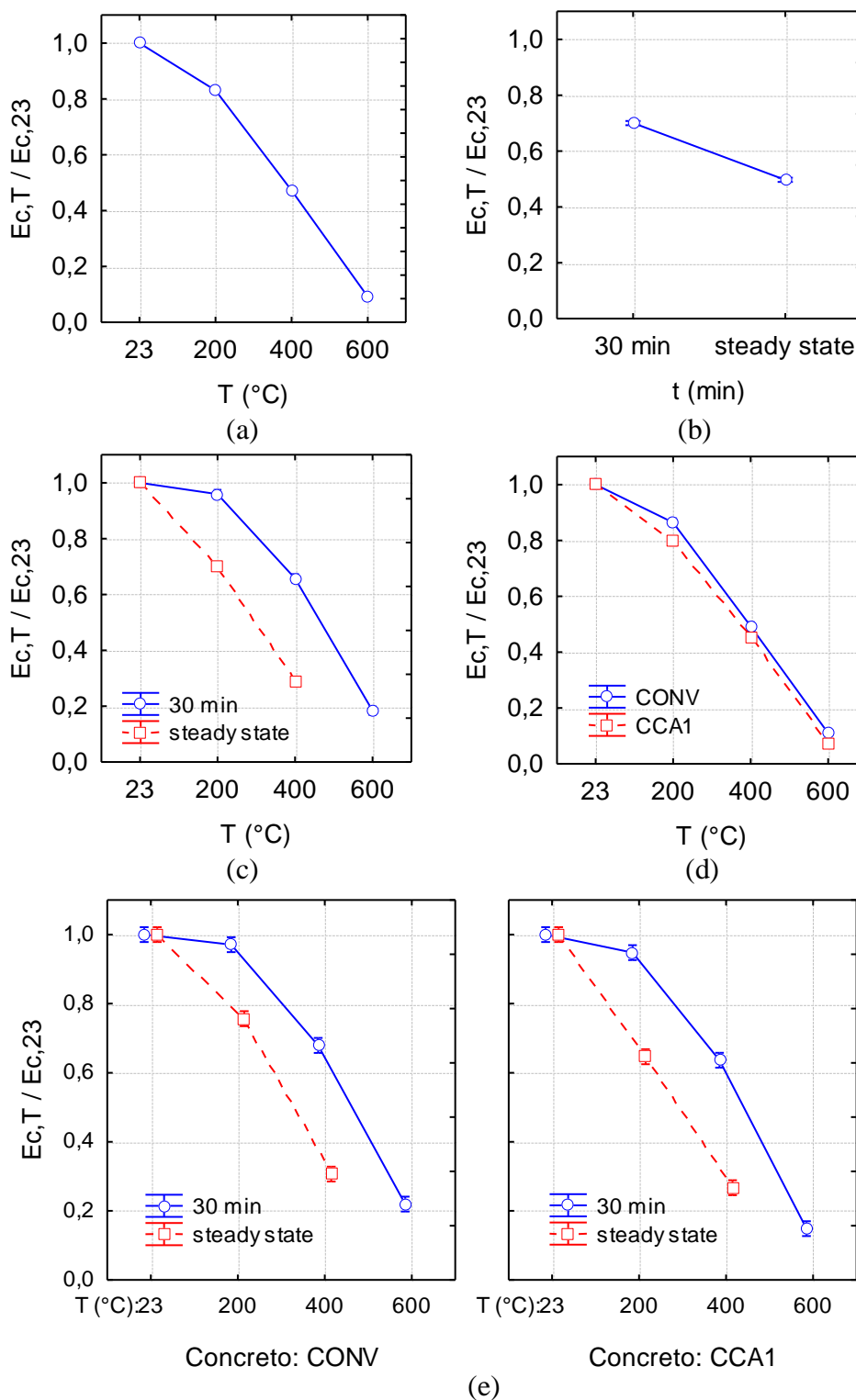


Figura 5.26 – Influência no módulo residual (a) temperatura de exposição (b) tempo de exposição (c) interação temperatura x tempo (d) interação temperatura x tipo de concreto (e) interação temperatura x tipo de concreto x tempo

Na interação temperatura de exposição x tipo de concreto a diferença entre os módulos foi pouco significativa, com maior diferença em 200°C, tal como foi observado na resistência residual. Na interação temperatura de exposição x tempo de exposição a diferença no módulo foi significativa, quer em 200°C e 400°C, com valores médios no patamar *steady state* consideravelmente inferiores aos obtidos no patamar de 30 minutos.

Na interação de 3ª ordem ambos os concretos apresentaram tendência de degradação mais acentuada no patamar *steady state*, e a maior diferença ocorreu no concreto com CCA1 em 200°C, devido à menor porosidade do concreto especial.

A Figura 5.27 apresenta a comparação de médias relativamente à influência dos fatores controláveis na variável de resposta módulo residual.

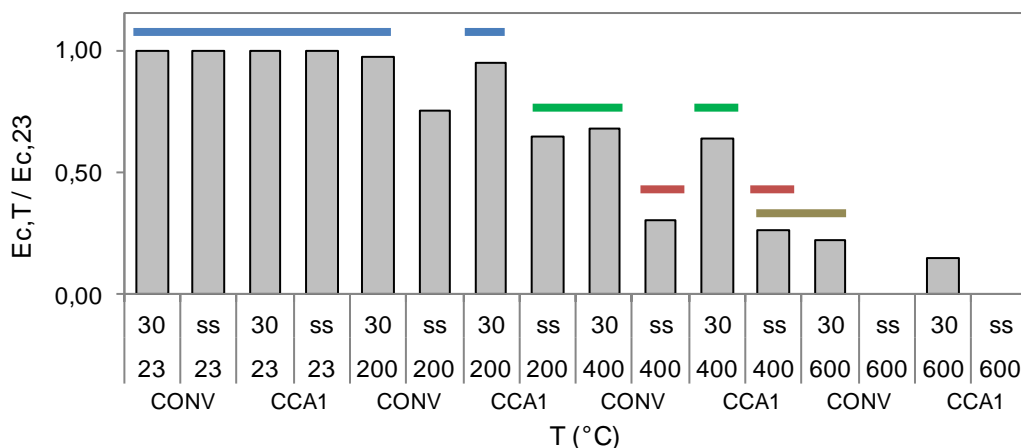


Figura 5.27 – Comparação de médias através do teste de Tukey para o módulo residual considerando a interação temperatura x tipo de concreto x tempo

Para o tempo de exposição *steady state* a 200°C e 400°C, os módulos residuais do concreto com CCA1 foram, respectivamente, 65% e 27% do módulo inicial, enquanto que no concreto convencional os módulos residuais foram 76% e 31% do valor na temperatura ambiente. Não foi possível obter os módulos no patamar *steady state* em 600°C, porém os resultados de Furumura (1995), Moreno e Bizzo (2003), Kodur (2014) mostram que os valores podem ser extremamente baixos nesse nível de temperatura, aproximadamente 10% do valor inicial. Através da comparação de médias foi possível observar que o patamar *steady state* provocou redução significativa, relativamente ao patamar de 30 minutos, em todas as médias do módulo residual, em ambos os concretos. No patamar *steady state*, a maior degradação do módulo em 600°C está associada à maior degradação térmica, com a quebra de ligações na pasta e

microfissuração na ZT entre agregado e pasta, provocando o aumento da porosidade e da microfissuração. Para o patamar de exposição mais longo, ocorreu diferença estatisticamente significativa entre os dois concretos apenas em 200°C, tal como foi observado na resistência residual. A maior degradação no concreto com CCA1 estará associada à evaporação da água no interior do concreto, que gera maiores tensões, e conseqüentemente maior microfissuração, por ser um concreto menos poroso (CASTILLO e DURRANI, 1990).

A degradação do módulo foi superior à observada na resistência, o que já tinha sido observado anteriormente por Furumura (1995), Lima (2005), Wendt (2006) e Souza e Moreno Junior (2010), entre outros. Os resultados obtidos no patamar *steady state* se encontram dentro dos resultados observados por Souza e Moreno Junior (2010) em 200°C e por Costa (2012) e Kodur (2014) para temperaturas mais elevadas, porém, em 400°C a redução do módulo foi mais severa do que a observada por Castillo e Durrani (1990), Mehta e Monteiro (2014) e Cánovas (1998). Os resultados experimentais também indicam tendências próximas de degradação do módulo de elasticidade para o concreto convencional e para o concreto de maior resistência, em ambos os tempos de exposição. Kodur (2014) observou o mesmo para concretos de resistência normal e de alta resistência, porém, constatou ter ocorrido variação considerável nos resultados experimentais.

A Figura 5.28 compara os valores experimentais obtidos para o módulo residual no estado térmico *steady state* e os valores de projeto propostos pelo ACI 216.1 (2014), para concreto convencional com agregados silicosos.

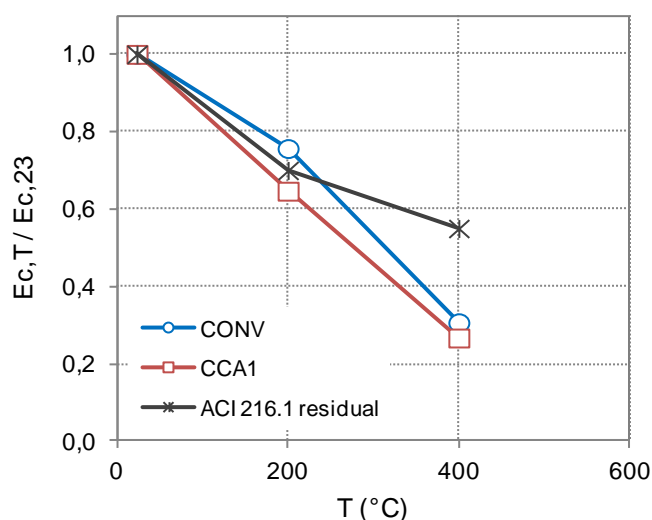


Figura 5.28 – Comparação entre módulos residuais experimentais e valores teóricos propostos pelo ACI 216.1

Comparando os resultados experimentais com os coeficientes redutores de projeto propostos pelo ACI 216.1 para o módulo de elasticidade é possível observar divergência na temperatura de 400°C. Este resultado poderá estar relacionado com o fato de a especificação dos valores de projeto do ACI 216.1 ter por base os resultados de Cruz (1966), obtidos apenas para uma dosagem de concreto, através de método ótico. Isto implica na necessidade de compilar os dados existentes na literatura e alargar os programas experimentais para poder comparar e eventualmente propor outros coeficientes redutores de projeto para o módulo de elasticidade.

5.2.4.3 Fase D: Influência do tempo de exposição na massa residual

A Tabela 5.29 apresenta os resultados médios, desvios padrão, coeficientes de variação e resultados residuais para a perda de massa, ΔM_{cm} , e massa residual do concreto convencional e do concreto com CCA1, obtidos após exposição durante o patamar de temperatura constante de 30 minutos e durante o tempo de exposição necessário para atingir-se o estado térmico *steady state* (ss).

Tabela 5.29 – Resultados experimentais obtidos para a massa residual na matriz D

T (°C)	Concreto	Tempo de exposição	ΔM_{cm} (g)	sd (g)	cv (%)	M_{cm} residual (%)	Δ_{30-ss} (%)
23	CONV	-	0,00	-	-	1,000	-
200	CONV	30	12,23	1,12	9,19	0,997	-
400	CONV	30	114,87	2,57	2,24	0,970	-
600	CONV	30	246,37	3,75	1,52	0,937	-
23	CONV	-	0,00	-	-	1,000	-
200	CONV	<i>steady state</i>	80,73	5,32	6,59	0,979	-1,8
400	CONV	<i>steady state</i>	177,67	4,06	2,28	0,953	-1,8
600	CONV	<i>steady state</i>	225,60	5,99	2,66	0,941	+0,5
23	CCA1	-	0,00	-	-	1,000	-
200	CCA1	30	10,57	0,40	3,82	0,997	-
400	CCA1	30	108,13	2,99	2,76	0,973	-
600	CCA1	30	275,23	8,69	3,16	0,930	-
23	CCA1	-	0,00	-	-	1,000	-
200	CCA1	<i>steady state</i>	101,97	9,58	9,40	0,974	-2,4
400	CCA1	<i>steady state</i>	222,23	12,31	5,54	0,942	-3,1
600	CCA1	<i>steady state</i>	250,80	7,63	3,04	0,935	+0,6

Os resultados mostram que o maior tempo de exposição provocou maior perda de massa em ambos os concretos em 200°C e 400°C, porém o mesmo não ocorreu em 600°C. Isto estará relacionado com o fato de a maior parte da perda de massa ser devida à evaporação da água,

que, no estado térmico *steady state*, ocorre mais significativamente em temperaturas inferiores a 600°C, conforme mostram as análises térmicas de TG e DTG. A Tabela 5.30 apresenta a análise de variância para a variável de resposta massa residual.

Tabela 5.30 – Análise ANOVA para a massa residual na matriz D

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Temperatura (A)	0,02945	3	0,00982	3978	0,000000000	S
Concreto (B)	0,00014	1	0,00014	55	0,000000019	S
Tempo (C)	0,00117	1	0,00117	475	0,000000000	S
A x B	0,00007	3	0,00002	10	0,000121049	S
A x C	0,00188	3	0,00063	254	0,000000000	S
B x C	0,00006	1	0,00006	23	0,000032511	S
A x B x C	0,00010	3	0,00003	13	0,000009174	S
Erro	0,00008	32	0,00000			
Total	0.03294	47				

Através da análise de variância foi possível concluir que, por ordem de significância, a temperatura de exposição (A), o tempo de exposição (B), a interação entre temperatura de exposição e tempo de exposição (A x C), o tipo de concreto (B), a interação entre tipo de concreto e tempo de exposição (B x C), a interação de 3ª ordem (A x B x C) e a interação entre temperatura de exposição e tipo de concreto (A x B) tiveram influência significativa na perda de massa, com *p-value* inferior a 0,05. A temperatura de exposição foi o fator determinante na redução da massa residual e o tempo de exposição teve alguma influência nos resultados.

A Figura 5.29 mostra graficamente os resultados obtidos através da análise de variância, para a massa residual na matriz experimental D.

Considerando todos os ensaios, se constatou que a perda de massa aumentou com o aumento da temperatura de exposição, de forma mais acentuada acima de 200°C, reduzindo de forma quase linear entre 200°C e 600°C. Na interação entre tipo de concreto e temperatura de exposição a diferença entre a massa residual média do concreto convencional e do concreto com CCA1 foi ligeiramente maior em 600°C. Na interação de 3ª ordem, entre temperatura de exposição, o tipo de concreto e o tempo de exposição, foi possível observar que a tendência de degradação da massa residual com a temperatura foi similar entre os dois concretos, porém, a perda de massa do concreto com CCA1 em 600°C foi maior, em comparação à obtida no concreto convencional.

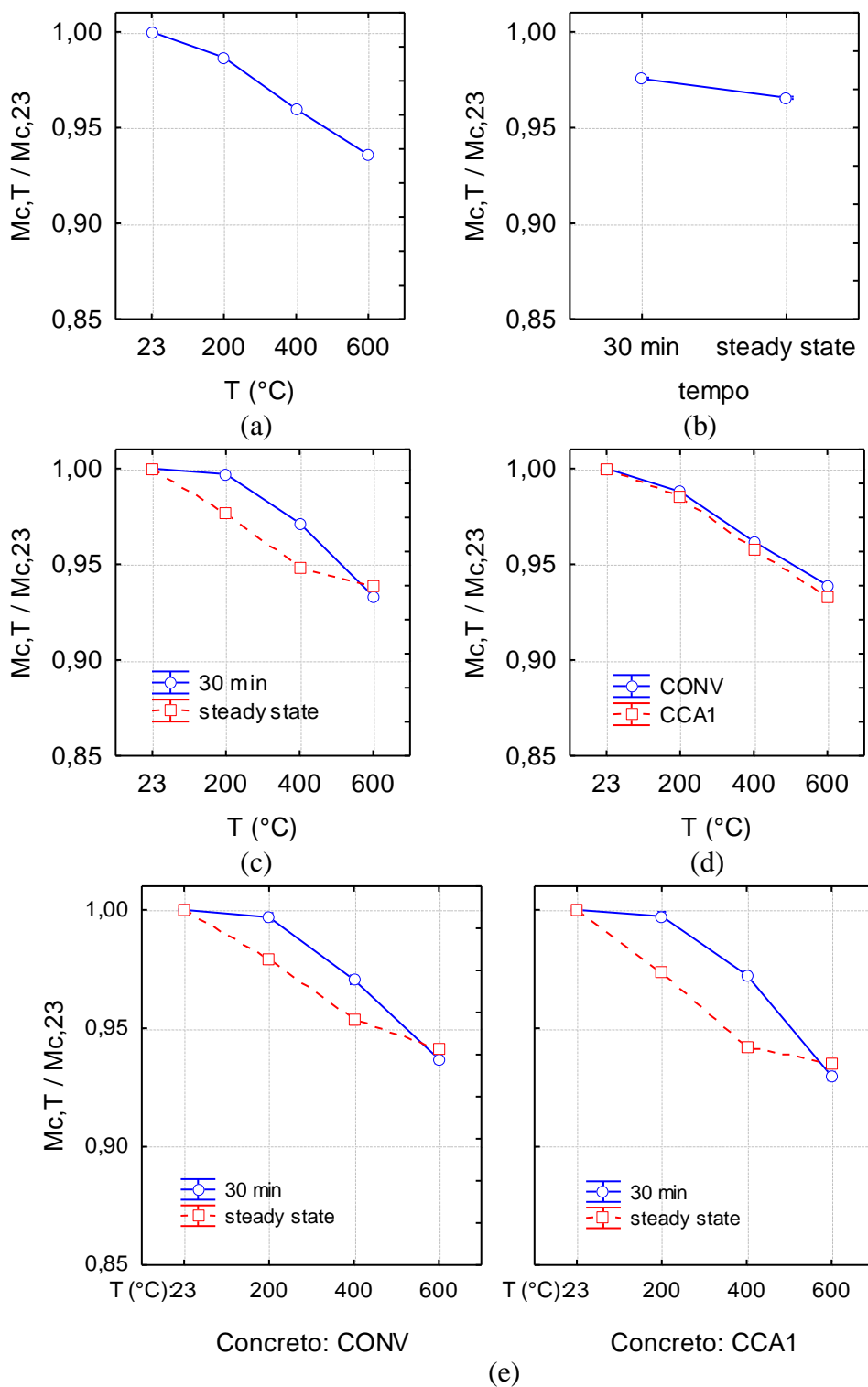


Figura 5.29 – Influência na massa residual (a) temperatura de exposição (b) tempo de exposição (c) interação temperatura x tempo (d) interação temperatura x tipo de concreto (e) interação temperatura x tipo de concreto x tempo

Os resultados são coerentes com os resultados obtidos nas matrizes experimentais anteriores (adição mineral e ambiente de acondicionamento). No patamar de 30 minutos a massa

residual reduziu acentuadamente acima de 200°C, tendo sofrido degradação praticamente linear entre 200°C e 600°C. No patamar de exposição *steady state* até 400°C a redução da massa foi acentuada e ocorreu de forma quase linear; após 400°C a degradação da massa ocorreu de forma menos acentuada, em ambos os concretos, conforme observado por Yu et al. (2014). Em ambos os patamares de exposição as perdas de massa foram inferiores a 10%, porém a redução da resistência e do módulo de elasticidade foram significativas. Arioz (2007) obteve redução da resistência de 70% para perdas de massa de 10% e redução de 90% da resistência para perdas de massa superior a 30%, constatando que a perda de resistência ocorre de forma acentuada para perdas de massa pequenas, de até 10%.

Para melhor entender as diferenças entre os resultados foi realizada a comparação de médias através do teste de Tukey, cujos resultados estão resumidos na Figura 5.30.

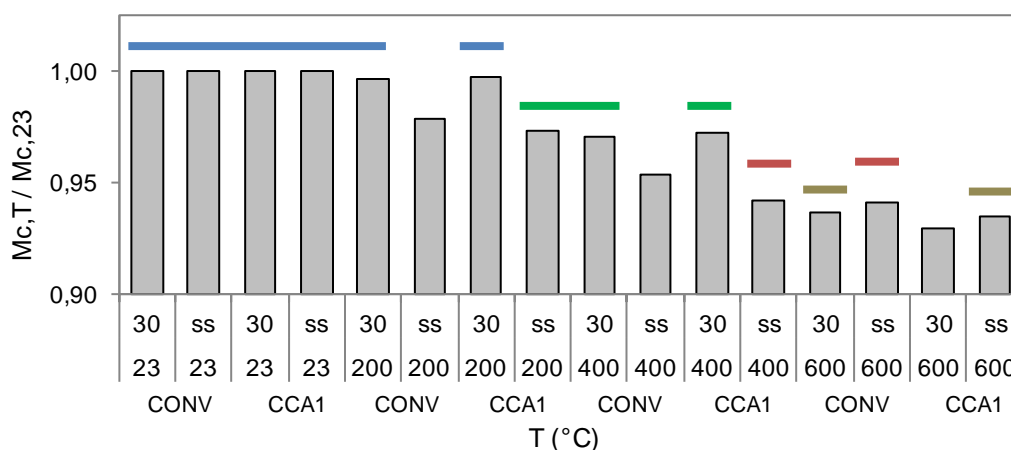


Figura 5.30 – Comparação de médias através do teste de Tukey para a massa residual considerando a interação temperatura x tipo de concreto x tempo

Foi possível observar que, tal como foi observado no módulo residual, as médias da massa residual do concreto convencional e do concreto com CCA1 expostos a 200°C durante 30 minutos foram estatisticamente iguais à temperatura ambiente. No patamar *steady state* em 200°C as massas residuais de ambos os concretos foram estatisticamente inferiores aos valores iniciais. A massa residual do concreto com CCA1 exposto a 200°C no patamar *steady state* foi estatisticamente igual à obtida no concreto convencional e no concreto com CCA1 expostos a 400°C durante 30 minutos. A massa residual média do concreto com CCA1 exposto a 400°C durante o patamar mais longo foi estatisticamente igual à obtida no concreto convencional exposto a 600°C durante o mesmo período de tempo.

A massa residual do concreto convencional exposto a 600°C durante 30 minutos foi estatisticamente igual à massa residual do concreto com CCA1 aquecido a 600°C durante o tempo correspondente ao patamar *steady state*. Em ambos os concretos a massa residual após exposição a 600°C no patamar *steady state* foi ligeiramente superior à observada no patamar de 30 minutos.

A perda de massa do concreto aquecido é considerada pequena para concretos com agregados calcários e silicosos até 600°C e está relacionada com a perda de água contida no concreto. A classe de resistência do concreto não tem influência significativa na perda de massa, e por isso, o concreto de alta resistência costuma apresentar perdas de massa próximas às do concreto convencional (KODUR e SULTAN, 1998; TAYLOR, 1998; HU et al. *apud* KODUR, 2014).

As análises térmicas realizadas mostram que até 400°C a perda de massa foi devida à perda de água nos poros e à desidratação do C-S-H e dos aluminatos hidratados. Entre 400°C e 500°C, a perda de massa está associada à decomposição da portlandita, em CaO e água, mais significativa no concreto convencional. Próximo a 600°C a perda de massa se acentuou, devido à decomposição acentuada do C-S-H.

5.2.4.4 Fase D: Influência do tempo de exposição na VPU residual

A Tabela 5.31 apresenta os resultados médios, desvios padrão, coeficientes de variação e resultados residuais para a velocidade de pulso ultrassônico (VPU), do concreto convencional e do concreto com CCA1, obtidos após exposição durante patamar de temperatura constante de 30 minutos e até atingir-se o estado *steady state* (ss).

Os resultados mostram que a VPU reduziu substancialmente após exposição a 600°C, indicando degradação elevada dos concretos, independentemente do tempo de exposição e do tipo de concreto.

Por outro lado, em 200°C a diferença entre a VPU residual obtida no aquecimento durante 30 minutos e até atingir-se a temperatura uniforme foi praticamente nula em ambos os concretos, porém em 400°C e em 600°C, a diferença foi considerável de aproximadamente 21%.

Tabela 5.31 – Resultados experimentais obtidos para a VPU residual na matriz D

T (°C)	Concreto	Tempo de exposição (min)	VPU _{cm} (m/s)	sd (m/s)	cv (%)	VPU _{cm} residual (VPU _{c,T} /VPU _{c,23})	Δ _{30-SS} (%)
23	CONV	-	4755,32	82,65	1,74	1,00	-
200	CONV	30	4727,49	147,13	3,11	0,99	-
400	CONV	30	4301,35	42,26	0,98	0,90	-
600	CONV	30	2419,49	21,98	0,91	0,50	-
23	CONV	-	4732,15	45,15	0,95	1,00	-
200	CONV	<i>steady state</i>	4594,54	50,13	1,09	0,98	-1,0
400	CONV	<i>steady state</i>	3295,20	38,97	1,18	0,71	-21,3
600	CONV	<i>steady state</i>	1851,27	173,29	9,36	0,40	-20,8
23	CCA1	-	4951,00	61,28	1,24	1,00	-
200	CCA1	30	4819,86	64,90	1,35	0,97	-
400	CCA1	30	4364,67	82,55	1,89	0,89	-
600	CCA1	30	2346,76	30,11	1,28	0,47	-
23	CCA1	-	4922,27	38,78	0,79	1,00	-
200	CCA1	<i>steady state</i>	4580,25	26,43	0,58	0,95	-1,3
400	CCA1	<i>steady state</i>	3274,15	171,66	5,24	0,68	-23,7
600	CCA1	<i>steady state</i>	1803,56	42,65	2,36	0,37	-21,0

A Tabela 5.32 resume os resultados da análise de variância, realizada para avaliar a influência dos fatores controláveis tempo de exposição, temperatura de exposição e tipo de concreto na variável de resposta VPU. Por ordem de significância, os fatores controláveis temperatura de exposição (A), tempo de exposição (C), interação entre temperatura e tempo de exposição (A x C) e tipo de concreto (B) tiveram influência significativa na VPU residual dos concretos. A temperatura foi o fator determinante na redução da VPU e o tempo de exposição teve influência considerável nos resultados.

Tabela 5.32 – Análise ANOVA para a VPU residual na matriz D

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Temperatura (A)	2,41653	3	0,80551	2458,32	0,000000000	S
Concreto (B)	0,00444	1	0,00444	13,54	0,000853711	S
Tempo (C)	0,07409	1	0,07409	226,10	0,000000000	S
A x B	0,00153	3	0,00051	1,56	0,219250930	NS
A x C	0,07901	3	0,02634	80,38	0,000000000	S
B x C	0,00005	1	0,00005	0,15	0,703959184	NS
A x B x C	0,00025	3	0,00008	0,26	0,855424987	NS
Erro	0,01049	32	0,00033			
Total		47				

A Figura 5.31 mostra graficamente a influência dos fatores controláveis e das interações entre fatores controláveis na VPU residual.

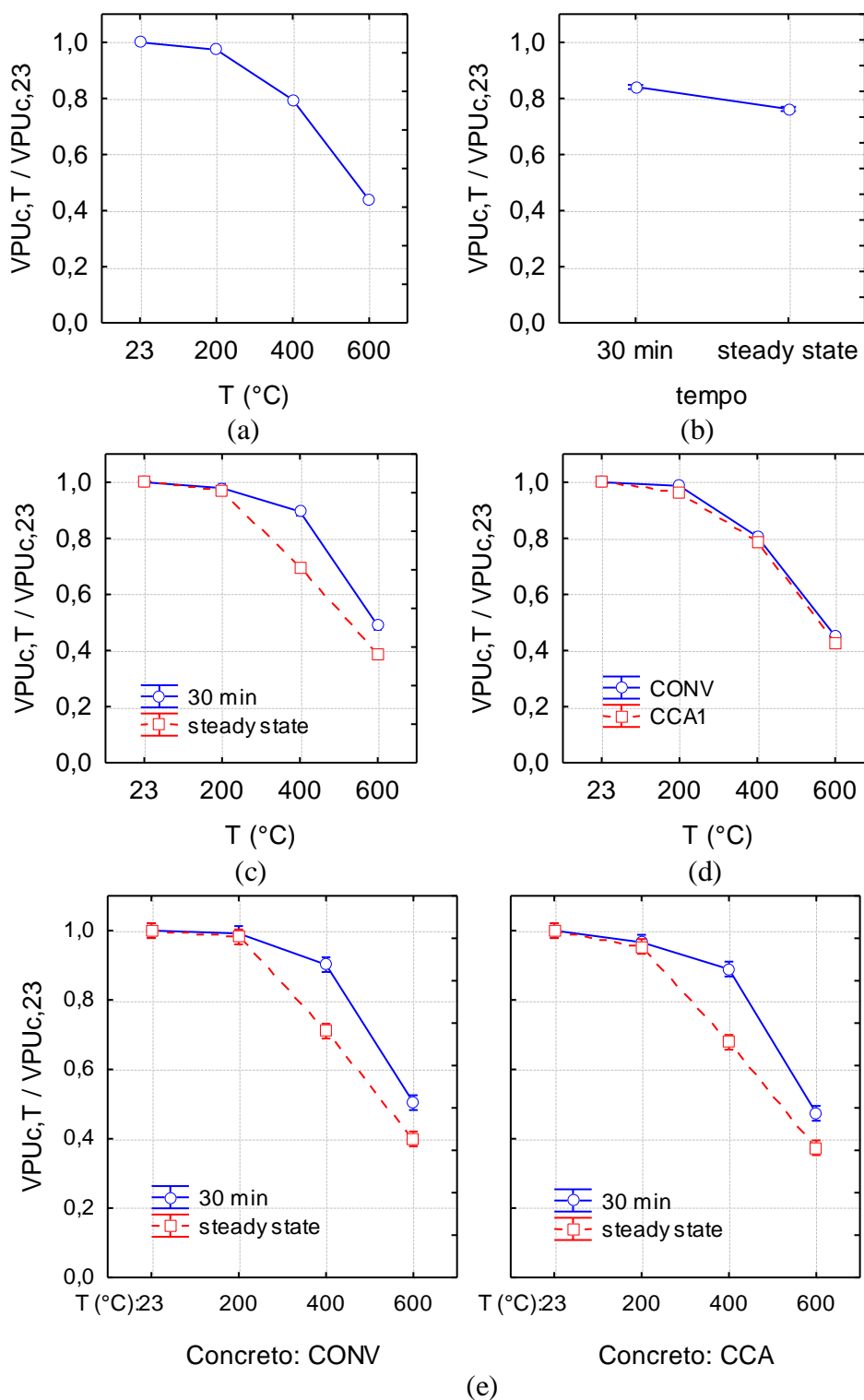


Figura 5.31 – Influência na VPU residual (a) temperatura de exposição (b) tempo de exposição (c) interação temperatura x tempo (d) interação temperatura x tipo de concreto (e) interação temperatura x tipo de concreto x tempo

Foi possível constatar que a VPU residual média reduziu com o aumento da temperatura, respectivamente, 3%, 21% e 56% em 200°C, 400°C e 600°C. O fator concreto foi pouco significativo, sendo que a diferença entre a VPU residual média do concreto convencional e do concreto especial foi de apenas 2%. O fator tempo de exposição foi consideravelmente significativo, sendo que a VPU residual média foi 84% e 76% da VPU inicial, respectivamente, no patamar de 30 minutos e no patamar *steady state*. Considerando a interação de 3ª ordem entre temperatura de exposição, tempo de exposição e tipo de concreto a redução da VPU foi similar entre os dois concretos, porém no concreto menos poroso a redução da VPU em 200°C foi maior.

A Figura 5.32 apresenta a comparação de médias experimentais obtidas para a VPU, realizada através do teste de Tukey, considerando a interação de 3ª ordem.

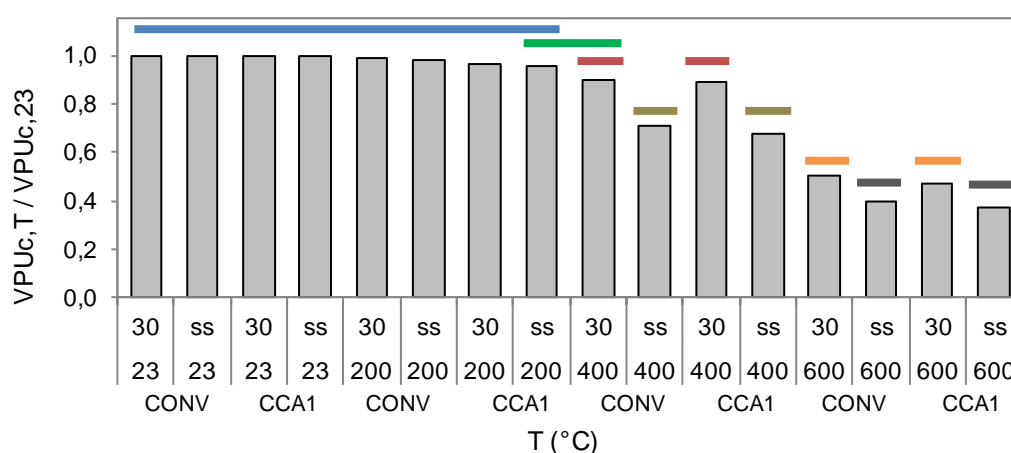


Figura 5.32 – Comparação de médias através do teste de Tukey para a VPU residual considerando a interação temperatura x tipo de concreto x tempo

A comparação de médias mostra que em 200°C o tempo de exposição não provocou alterações significativas na VPU de ambos os concretos, relativamente à temperatura ambiente. Por outro lado, a VPU do concreto com CCA1 após exposição a 200°C no patamar *steady state* foi estatisticamente igual à VPU média obtida no concreto convencional exposto a 400°C durante 30 minutos. Em 400°C e 600°C ocorreu redução significativa da VPU e as médias da VPU foram estatisticamente iguais entre os concretos, para cada patamar de exposição.

Os resultados experimentais estão de acordo com os resultados obtidos por Chiang et al. (2004), Savva et al. (2005) e Yang et al. (2009), que mostram que a VPU residual diminui

com o aumento do tempo de exposição às altas temperaturas, que a redução significativa da VPU residual ocorre para temperaturas mais elevadas, acima de 200°C e que a degradação da VPU ocorre de forma similar entre concretos de resistência normal e alta resistência. A redução da VPU está associada ao aumento da microfissuração e da porosidade, devido ao aumento de temperatura. Os resultados indicam existir relação entre a VPU e a resistência, assim como entre a VPU e o módulo de elasticidade.

5.2.5 Comparação com os resultados de outros pesquisadores

Nas Figuras 5.33 e 5.34 comparam-se os resultados experimentais obtidos na etapa exploratória desta pesquisa e os resultados experimentais de outros pesquisadores, obtidos para concreto convencional (CC), de até 50 MPa, e concretos de alta resistência (CAR), de resistência superior a 50 MPa.

Os resultados disponíveis na literatura são bastante variáveis, devido às diferentes composições de concreto e diferentes condições de ensaio, como observado por Kodur (2014). Apesar dessa variação, constata-se que as curvas da resistência à compressão e módulo de elasticidade em função da temperatura de exposição apresentam uma tendência de redução com o aumento da temperatura, com degradação menos acentuada para menores tempos de exposição às altas temperaturas. A redução do módulo de elasticidade é mais acentuada do que a observada na resistência. Por outro lado, a classe de resistência é um fator que provoca variação considerável dos resultados variados.

A resistência residual do concreto convencional e do concreto com CCA1 em condições padrão de ensaio (estado térmico *steady state*) apresenta tendência de redução próxima às obtidas por Abrams (1971), para concreto convencional de 45 MPa, por SANTOS (2012), para concreto convencional com agregado granítico de 25 MPa, e por Kirchhof (2010), para concreto convencional de 40 MPa.

A tendência de redução da resistência dos concretos acondicionados no exterior, utilizando patamar de temperatura de exposição constante durante 30 minutos, se aproxima das curvas obtidas por Lima (2005), para igual tempo de exposição, em concretos de 25 MPa e 70 MPa.

Em estado *steady state*, o módulo residual do concreto convencional e do concreto com CCA1 apresenta redução próxima às obtidas por Santos (2012), Silva (2009), para concretos convencionais, e também, por Furumura et al. (1995) e Morita et al. (1992) para concretos de

alta resistência. Para patamar de 30 minutos os resultados se aproximam dos obtidos por Lima (2005) e Wendt (2006), obtidos em concretos de resistência normal.

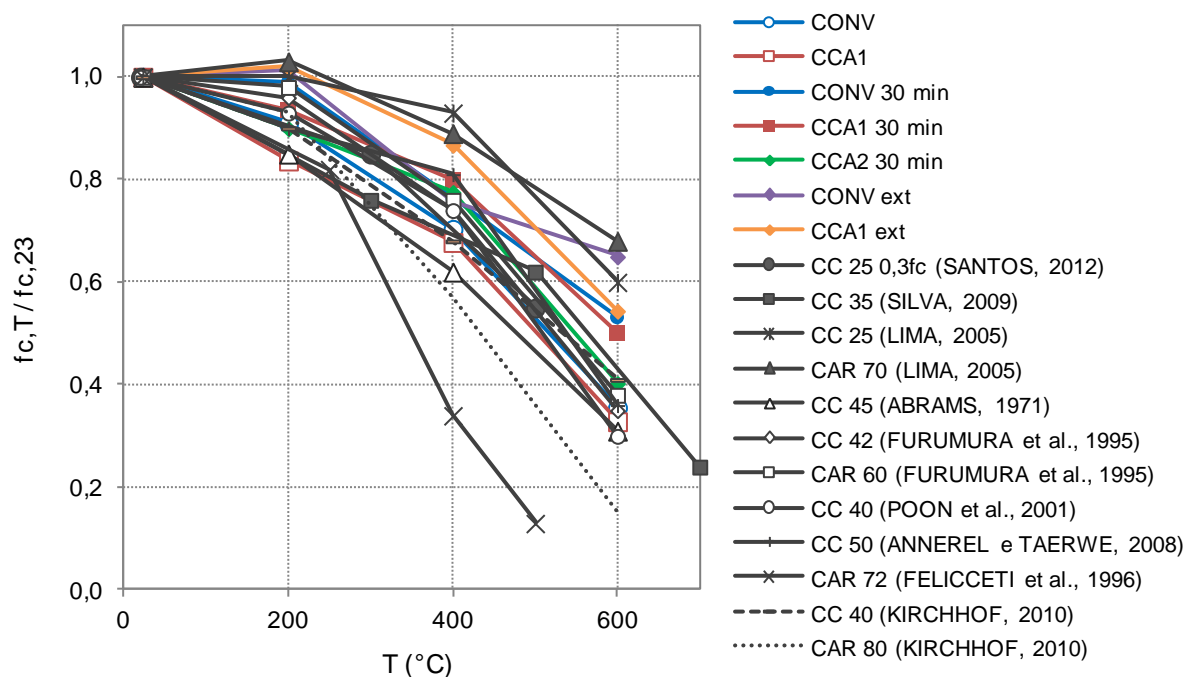


Figura 5.33 – Comparação de resultados com outros pesquisadores, para a resistência à compressão na etapa exploratória

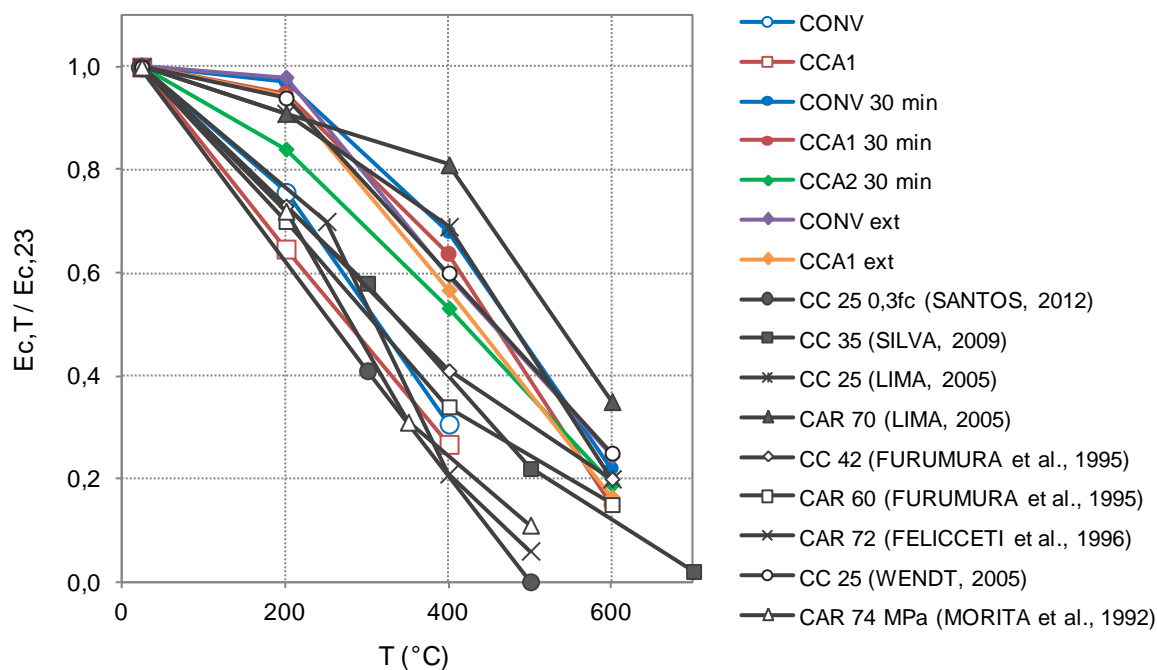


Figura 5.34 – Comparação de resultados com outros pesquisadores, para o módulo de elasticidade na etapa exploratória

5.2.6 Influência da temperatura na porosidade total

A porosidade total foi obtida através da NBR 9778 (2009), determinando a absorção de água por imersão, nos corpos de prova de concreto convencional e concreto com CCA1, quer na temperatura ambiente e após exposição a 200°C, 400°C e 600°C, durante o tempo *steady state*. A Figura 5.35 resume os resultados experimentais obtidos para o índice de vazios (iv em %).

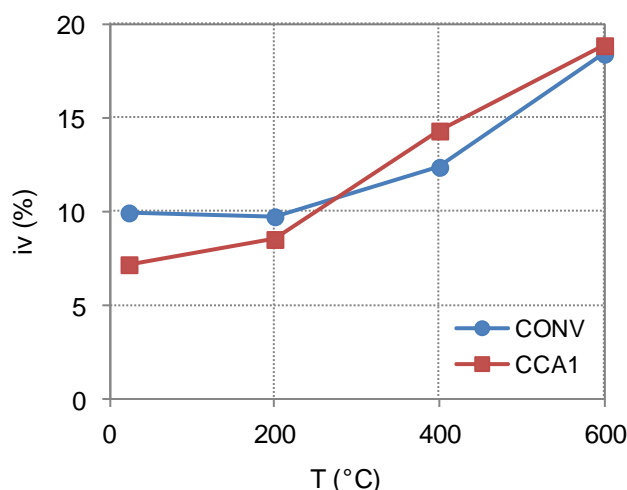


Figura 5.35 – Evolução do índice de vazios com o aumento da temperatura de exposição

Na temperatura ambiente a porosidade total do concreto com CCA foi consideravelmente inferior à do concreto convencional, devido ao refinamento de poros provocado pela reação pozolânica. A porosidade total aumentou mais acentuadamente acima de 200°C, em ambos os concretos.

No concreto convencional exposto a 200°C não ocorreu aumento da porosidade. No concreto com CCA1 a porosidade total aumentou, o que poderá ser explicado pela relação entre a porosidade inicial e a evaporação da água no interior do concreto, provocando maiores tensões, devidas à poro-pressão. Conseqüentemente terá ocorrido uma maior microfissuração no concreto com CCA1 e a porosidade aumentou.

Em 400°C a porosidade de ambos os concretos aumentou de forma mais acentuada, em comparação com o ocorrido em 200°C, devido à continuação da evaporação da água capilar e da desidratação do gel de C-S-H, provocando retração da pasta. No concreto convencional, a evaporação da água provocou menor microfissuração devido ao alívio de tensões através dos poros, dessa forma a porosidade residual foi inferior à do concreto com CCA1.

Em 600°C a porosidade dos concretos foi muito próxima. Em 600°C, a porosidade aumentou devido à perda de água associada à desidratação do C-S-H e da portlandita. O grau de microfissuração é agravado pela incompatibilidade de deformações na ZT na interface entre agregado e pasta. Por outro lado, a decomposição da portlandita em CaO, em maior grau no concreto convencional, e a recristalização que ocorreu durante o resfriamento lento, como mostram as análises de DRX, no item 5.6, comprovando os resultados de Alarcon-Ruiz et al. (2005), provoca a expansão volumétrica da pasta, o que explica o aumento mais acentuado da porosidade total no concreto convencional em 600°C.

De acordo com Hager (2013) o aumento da porosidade se deve à redução do volume da pasta, devido à desidratação do gel de C-S-H, e o aumento da temperatura provoca o aumento não só da porosidade total, como também da dimensão média dos poros, que pode ser determinada através da porosimetria de mercúrio.

Luo et al. (2000) constataram que a porosidade total do concreto de alta resistência (CAR) aumentou mais acentuadamente do que a do concreto convencional, provocando maior redução na resistência.

Tsimbrovska (1998 *apud* SANTOS, 2012) observou aumento mais acentuado na porosidade residual total do concreto acima de 300°C, devido à microfissuração da matriz, provocada pela desidratação da pasta e pela incompatibilidade de deformações entre agregado e pasta, assim como, pelos gradientes térmicos. O autor observou que em 200°C o aumento da porosidade do concreto de alta resistência foi superior, em comparação ao observado no concreto de resistência normal, e que acima de 300°C o aumento da porosidade total foi mais acentuado no concreto convencional.

5.2.7 Correlação entre variáveis de resposta

Neste item são apresentados os resultados obtidos na análise de regressão, relativamente à etapa exploratória, considerando taxas de aquecimento e de resfriamento constantes, para avaliar o grau de correlação entre as variáveis de resposta. Os coeficientes de correlação, R , foram obtidos com base nos coeficientes de determinação, R^2 . Para valores de R próximos de 1 pode-se considerar que existe uma relação forte entre variáveis, ou seja, pode ser assumido que as expressões teóricas propostas permitem obter estimativas confiáveis das variáveis de resposta em análise.

5.2.7.1 Correlação entre porosidade, resistência e módulo de elasticidade

A Figura 5.36 mostra a correlação entre a porosidade total e a resistência à compressão, assim como entre a porosidade total e o módulo de elasticidade. As correlações foram determinadas com base nos resultados experimentais obtidos na etapa exploratória.

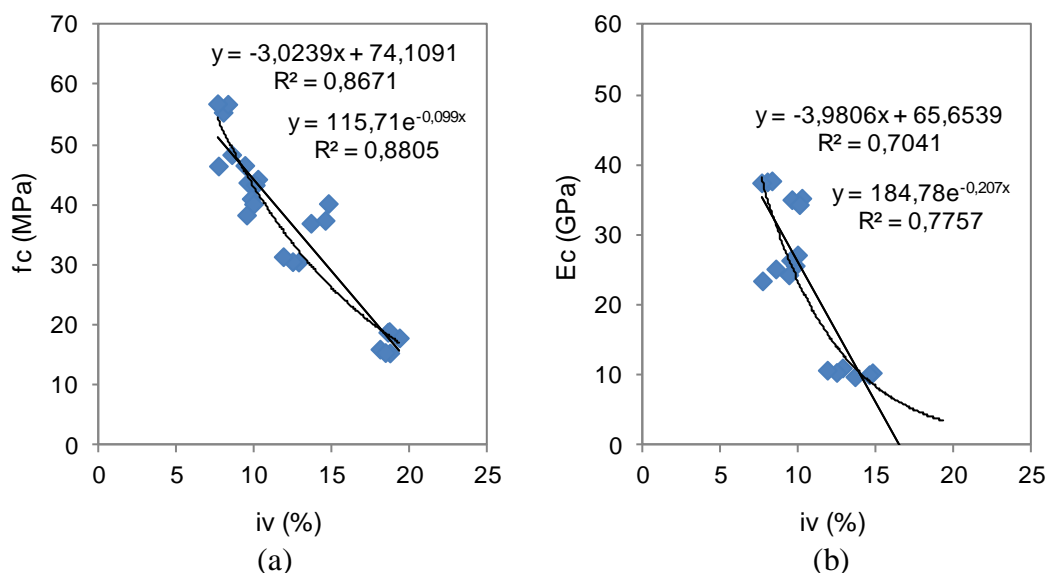


Figura 5.36 – Correlação entre (a) índice de vazios e resistência à compressão (b) índice de vazios e módulo estático de elasticidade

A análise de regressão mostra existir correlação boa entre a porosidade total e a resistência dos concretos. Através do modelo de regressão linear se obteve coeficiente de correlação, R, igual a 0,93, e através do modelo de regressão exponencial o coeficiente de correlação foi igual a 0,94. Dessa forma, se justifica a redução da resistência com o aumento da porosidade, devido à ação térmica. Por outro lado, a melhor correlação entre a porosidade total e o módulo de elasticidade, obtida através do modelo exponencial, não foi satisfatória, com coeficiente R igual a 0,88, devido ao módulo residual em 600°C ter sido considerado nulo, por não ter sido determinado experimentalmente.

5.2.7.2 Correlação entre perda de massa e resistência à compressão

A Figura 5.37 apresenta a correlação entre as variáveis de resposta perda de massa, assim como, massa residual e a resistência residual, determinada através da análise de regressão com base nos resultados experimentais obtidos na etapa exploratória, em valores absolutos e valores relativos à temperatura ambiente.

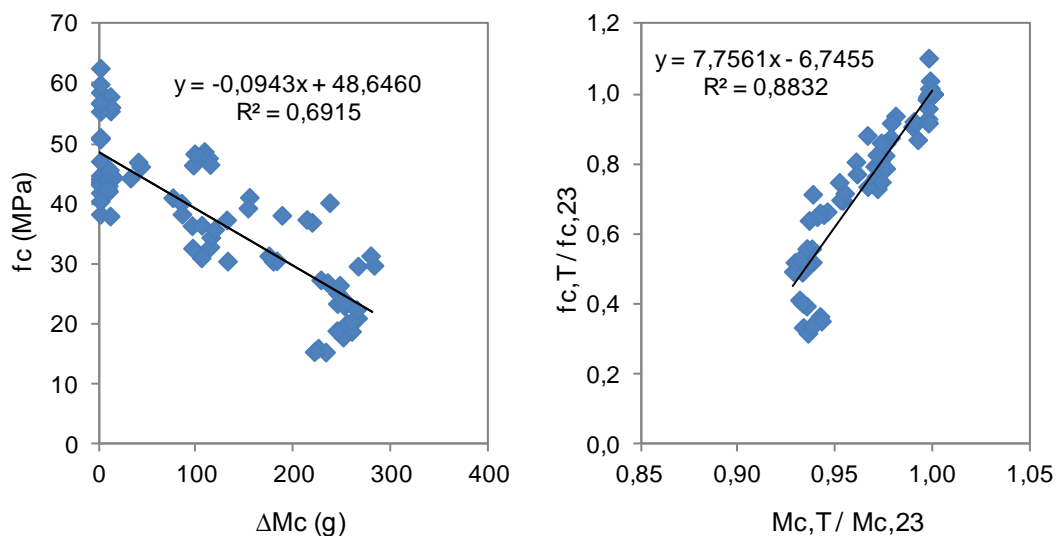


Figura 5.37 – Correlação entre a massa e a resistência à compressão na etapa exploratória

Observou-se que utilizando os valores experimentais residuais absolutos (em MPa) a correlação entre resistência residual e a perda de massa não foi satisfatória, com coeficiente de correlação R igual a 0,83. Porém, ao utilizarem-se valores residuais relativos à temperatura ambiente, a correlação melhorou substancialmente. A curva de ajuste obtida através do modelo linear apresentou coeficiente de correlação R igual a 0,94, ou seja, existe correlação forte entre a massa residual relativa e a resistência residual relativa. Apesar da boa correlação entre as variáveis de resposta a dispersão dos resultados foi considerável.

5.2.7.3 Correlação entre VPU e resistência à compressão

A Figura 5.38 apresenta a correlação entre as variáveis de resposta resistência residual à compressão e VPU residual para a etapa exploratória, considerando valores experimentais totais e valores relativos aos obtidos na temperatura ambiente.

Considerando os valores experimentais absolutos, a melhor correlação entre resistência residual e VPU foi obtida com base no modelo de regressão exponencial, com coeficiente de determinação R^2 igual a 0,85 e coeficiente de correlação R igual a 0,92. Por outro lado, ao utilizar valores residuais relativos à temperatura ambiente, a correlação melhorou substancialmente. Através do modelo simples de regressão linear o coeficiente de correlação R foi igual a 0,97, ou seja, existe correlação forte entre a resistência residual relativa e a VPU residual relativa. O coeficiente de determinação R^2 indica que 95% da relação entre VPU residual e resistência residual pode ser explicada através da expressão teórica.

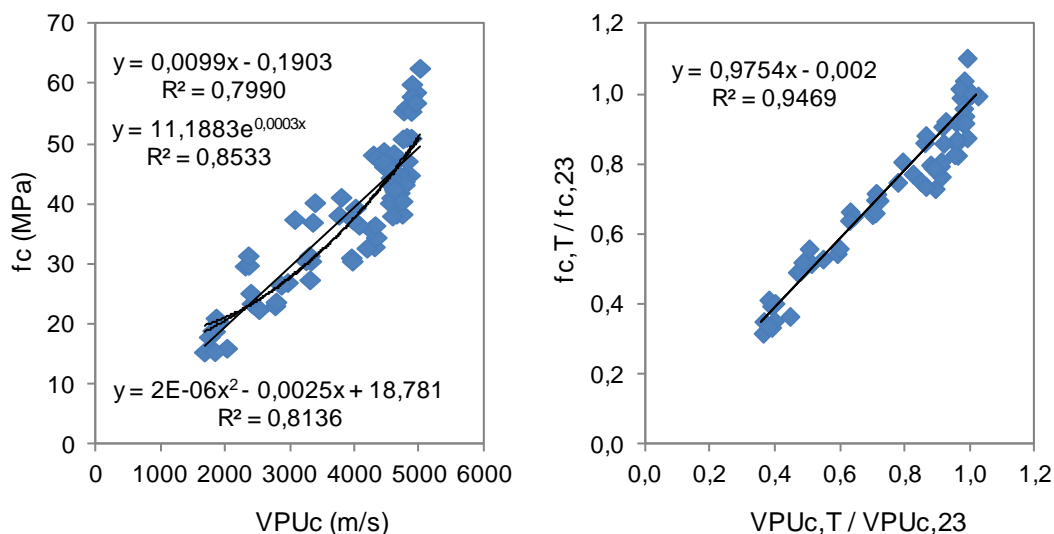


Figura 5.38 – Correlação entre a VPU e a resistência à compressão na etapa exploratória

Estes resultados estão de acordo com os obtidos Yang et al. (2009), que propuseram expressões simples, obtidas com base no modelo linear, para prever a resistência residual em função da VPU, obtendo graus de correlação R próximos a 0,94. O modelo proposto por Wendt (2006) foi obtido com base no modelo potência, obtendo uma correlação razoável entre a resistência e a VPU, com coeficiente R igual a 0,90.

Os resultados confirmam a correlação forte entre a resistência residual e a VPU residual observada por Hager et al. (2013), cujos modelos propostos foram obtidos com base no modelo exponencial, com graus de correlação na ordem de 0,98. Chiang et al. (2004) observaram que existe uma relação linear, com alto grau de correlação, entre a VPU e a resistência residual, para os tempos de exposição entre 30 e 120 minutos, e para temperaturas de exposição variando entre 500°C e 700°C.

Saraiva Lima (2012) obteve correlação forte entre a VPU e a resistência, obtida através do modelo de regressão linear, com coeficiente R igual a 0,94, quer para concreto convencional, com resistência inicial de 44 MPa, quer para concretos especiais com substituição parcial de agregado graúdo por agregados reciclados.

5.2.7.4 Correlação entre resistência à compressão e módulo de elasticidade

A Figura 5.39 apresenta a correlação entre a resistência à compressão e módulo de elasticidade, para todos os ensaios realizados na etapa exploratória.

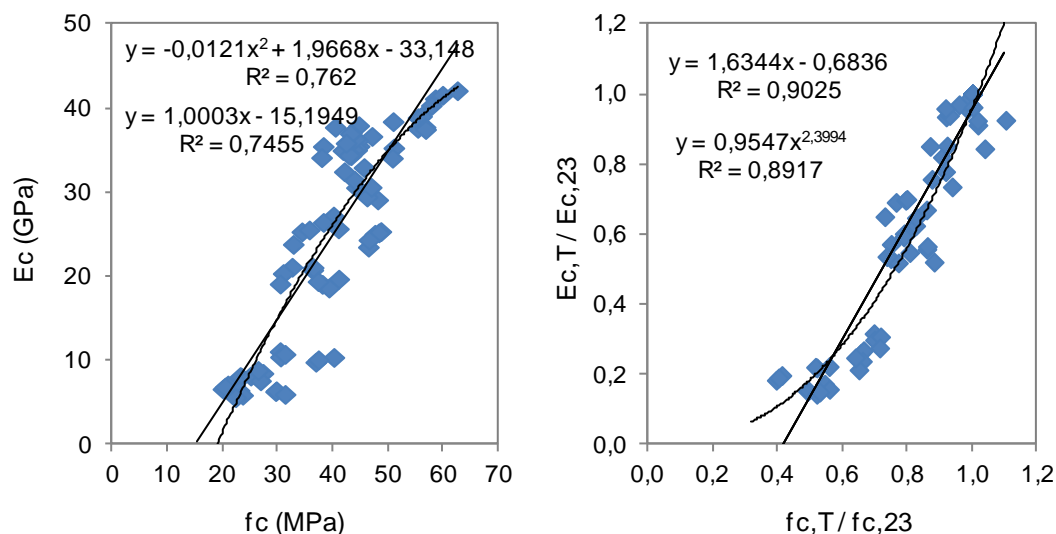


Figura 5.39 – Correlação entre a resistência à compressão e o módulo estático de elasticidade na etapa exploratória

A análise de regressão mostra que para valores absolutos a correlação entre a resistência residual e o módulo residual de elasticidade não foi satisfatória, com coeficiente de correlação R igual a 0,87, obtido com base no modelo de regressão quadrática. O coeficiente de determinação R^2 significa que apenas 76% da redução do módulo pode ser explicada pela redução da resistência. Em termos relativos, se observou que a correlação melhora consideravelmente. A melhor curva de ajuste obtida foi através do modelo exponencial, com coeficiente R igual a 0,95, o que indica uma correlação forte entre o módulo residual e a resistência residual. O ajuste através do modelo linear foi muito próximo ao obtido no modelo exponencial, ou seja, através de um modelo de regressão mais simples se obteve um grau de correlação forte entre o módulo residual e resistência residual relativa. Apesar da boa correlação entre as variáveis de resposta a dispersão dos resultados foi considerável.

Estes resultados estão de acordo com os resultados obtidos por Wendt (2006), com coeficientes de correlação R da ordem de 0,91, obtidos com base no modelo exponencial.

5.2.7.5 Correlação entre massa e módulo de elasticidade

A Figura 5.40 apresenta as correlações entre as variáveis de resposta módulo estático de elasticidade e perda de massa, assim como, entre o módulo de elasticidade e a massa residual, para a etapa exploratória.

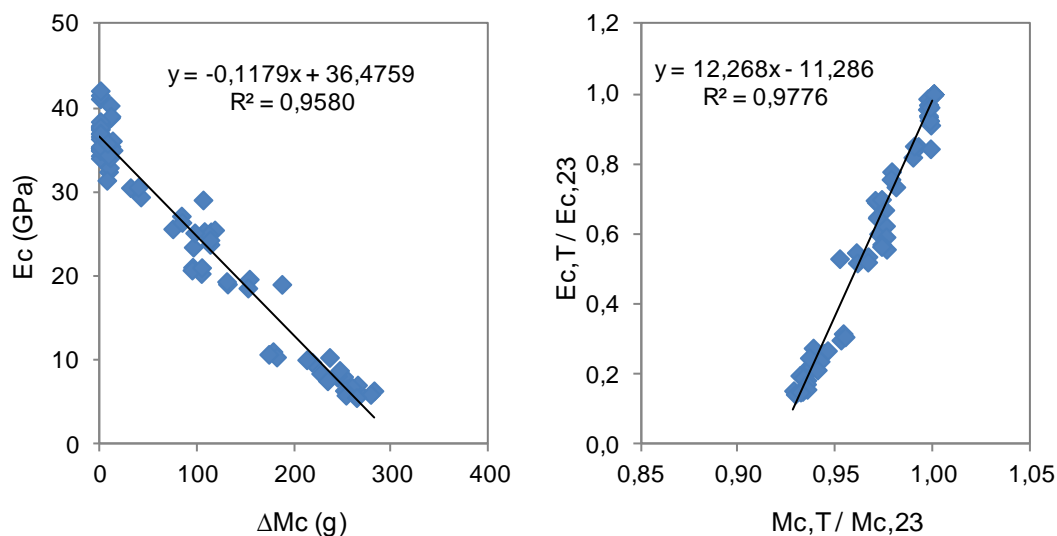


Figura 5.40 – Correlação entre a massa e o módulo estático de elasticidade na etapa exploratória

O ajuste obtido através do modelo linear, com coeficiente R igual a 0,98 e 0,99, respectivamente, para os valores totais e valores relativos, indica que existe uma correlação linear muito forte entre o módulo de elasticidade e a massa residual.

5.2.7.6 Correlação entre VPU e módulo de elasticidade

A Figura 5.41 apresenta a correlação entre as variáveis de resposta módulo estático de elasticidade e VPU, com base nos ensaios realizados na etapa exploratória, em valores experimentais totais e valores relativos aos obtidos na temperatura ambiente.

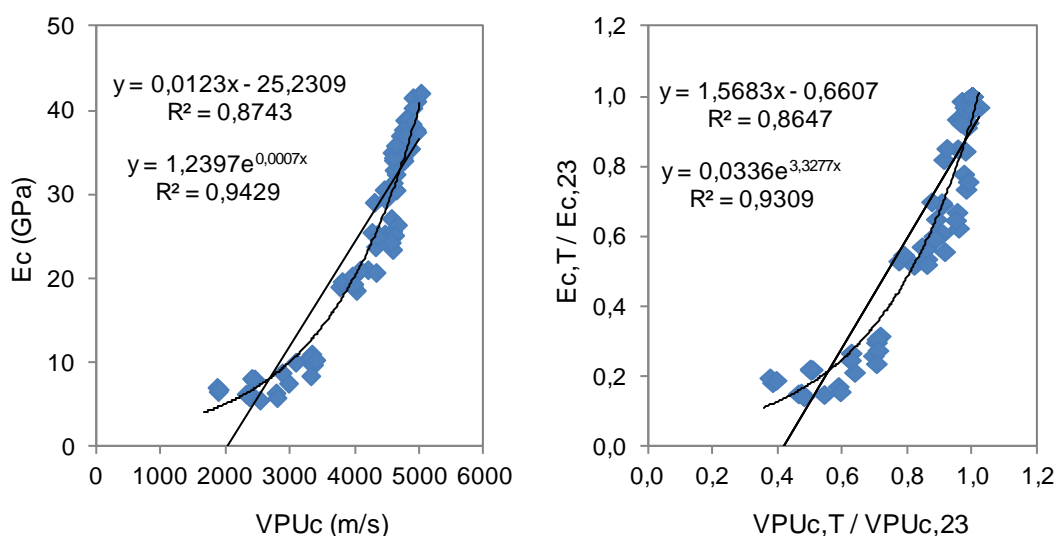


Figura 5.41 – Correlação entre a VPU e o módulo estático de elasticidade na etapa exploratória

Observou-se menor dispersão dos resultados relativamente à observada na resistência, e próxima à obtida na massa residual. A melhor correlação entre o módulo residual e a VPU residual foi obtida através do modelo de regressão exponencial, com coeficientes de correlação R iguais a 0,97 e 0,96, respectivamente, para os valores absolutos e valores relativos, indicando a correlação forte entre os resultados. O modelo linear, mais simples, também proporcionou bons ajustes, com coeficiente R igual a 0,94. Isto indica que é possível prever os valores de módulo residual em função do ensaio não destrutivo de VPU através não só do modelo exponencial, como também, através do modelo de regressão linear.

Estes resultados estão de acordo com o modelo exponencial proposto por Wendt (2006), que também observou forte correlação entre a VPU e o módulo residual, com coeficiente R igual a 0,98. Os resultados experimentais mostram que a correlação entre a VPU e o módulo de elasticidade foi mais forte do que a observada entre a VPU e a resistência.

5.2.8 Análise de regressão múltipla

A análise de regressão múltipla é uma metodologia estatística utilizada na estimativa de valores de uma ou mais variáveis de resposta (variáveis dependentes) através de um conjunto de fatores controláveis (variáveis independentes). O intervalo de confiança, IC, representa um intervalo de estimativas que tem a probabilidade de conter o valor real do parâmetro, de acordo com o nível de confiança adotado, neste caso, igual a 95%. O IC pode ser usado para descrever o quanto os resultados experimentais são confiáveis. Uma amostra com um IC pequeno (estreito) é mais confiável do que uma amostra com um IC maior.

5.2.8.1 Resistência à compressão

Pretendeu-se, através da análise de regressão múltipla, estimar valores para a resistência residual em função de temperaturas de exposição não testadas experimentalmente, entre 23°C e 600°C, e teores não utilizados de substituição de CCA amorfa, entre 0% e 15% em massa. Foram utilizados os resultados obtidos experimentalmente na matriz D da etapa exploratória.

Como a análise de regressão só é válida para fatores numéricos, dividiu-se a análise de regressão por tempo de exposição, 30 minutos e tempo *steady state* (variável em função do tipo de aglomerante e da temperatura de exposição). A Tabela 5.33 apresenta os resultados obtidos para a análise de regressão múltipla bilinear.

Tabela 5.33 – Análise de regressão múltipla bilinear para a estimativa da resistência à compressão em função da temperatura de exposição e do teor de substituição mineral

Regressão múltipla bilinear: $fc=A+B*(T)+C*(teor)$					
tempo	A	B	C	R ²	R
30 min	50,74025	-0,04497	0,79129	0,918	0,958
<i>steady state</i>	49,70564	-0,05624	0,50375	0,942	0,970

Os resultados mostram que é possível estimar a resistência residual em função da temperatura de exposição e do teor de substituição, através do modelo de regressão bilinear, com coeficientes de correlação, R, entre 0,958 e 0,970, respectivamente, para o tempo de exposição de 30 minutos e o tempo *steady state*.

A Figura 5.42 compara os valores estimados através da correlação bilinear e os valores obtidos experimentalmente.

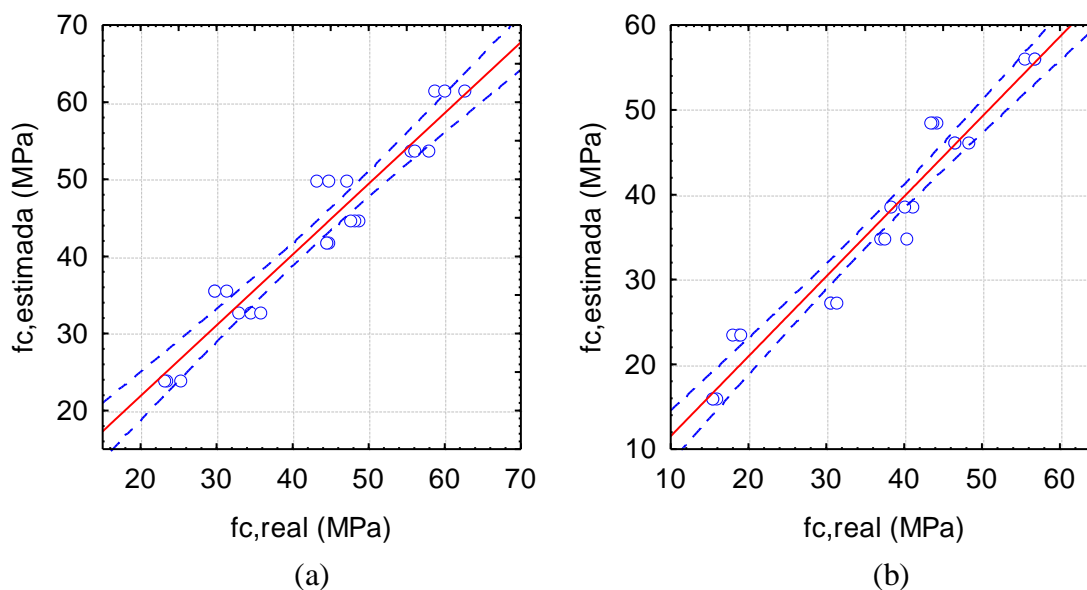


Figura 5.42 – Relação entre valores reais e valores estimados, obtidos a partir regressão múltipla bilinear, para a resistência à compressão na etapa exploratória (a) 30 minutos (b) *steady state*

Constatou-se que, apesar de ser possível estimar com confiabilidade a resistência à compressão em função da temperatura de exposição e do teor de substituição mineral, a amplitude dos IC indica que houve alguma variabilidade nos resultados, quer para 30 minutos e para o tempo de exposição *steady state*.

A Tabela 5.34 apresenta os resultados obtidos para a análise de regressão múltipla polinomial.

Tabela 5.34 – Análise de regressão múltipla polinomial para a estimativa da resistência à compressão em função da temperatura de exposição e do teor de substituição mineral

Regressão múltipla polinomial: $fc=A+B*(T)+C*T^2+D*(teor)$						
tempo	A	B	C	D	R ²	R
30 min	46,92846	0,00177	-0,00007	0,79129	0,971	0,985
<i>steady state</i>	46,31765	-0,01470	0,00007	0,50375	0,976	0,988

Os resultados mostram que é possível estimar de forma mais precisa, relativamente ao modelo mais simples, bilinear, a resistência residual em função da temperatura de exposição e do teor de substituição, através do modelo de regressão polinomial, com coeficientes de correlação, R, entre 0,976 e 0,988, respectivamente, para o tempo de exposição de 30 minutos e o tempo *steady state*. A Figura 5.43 mostra que os IC são mais estreitos para o modelo polinomial, quer para 30 minutos e para o tempo de exposição *steady state*, ou seja, o modelo polinomial é mais confiável para estimar a resistência em função da temperatura de exposição e do teor de substituição mineral, e a variabilidade dos resultados é inferior, comparativamente ao modelo bilinear.

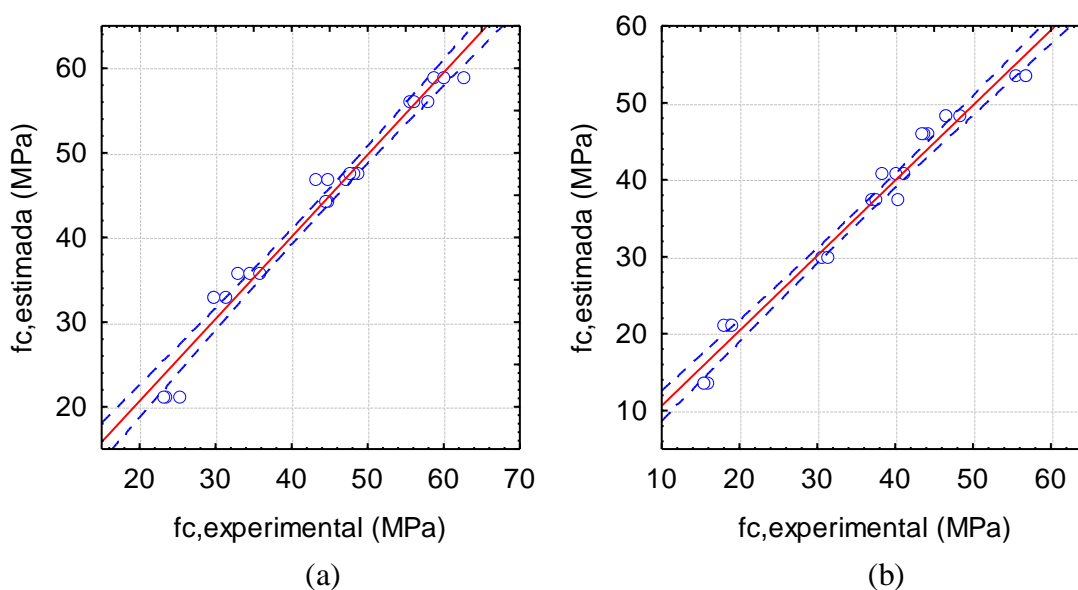


Figura 5.43 – Relação entre valores reais e valores estimados, obtidos a partir regressão múltipla polinomial, para a resistência à compressão na etapa exploratória (a) 30 minutos (b) *steady state*

5.2.8.2 Módulo de elasticidade

Neste item se procedeu à análise de regressão múltipla de forma a avaliar o grau de correlação para a estimativa de valores do módulo estático de elasticidade em função de temperaturas de exposição não testadas experimentalmente, entre 23°C e 600°C, e teores de substituição de CCA amorfa não testados, entre 0 e 15% em massa. Foram utilizados os resultados obtidos experimentalmente na matriz D da etapa exploratória. Como a análise de regressão só é válida para fatores numéricos, dividiu-se a análise de regressão por tempo de exposição, 30 minutos e tempo *steady state* (variável em função do tipo de aglomerante e da temperatura de exposição), e considerou-se, para o tempo *steady state*, que o módulo em 600°C foi nulo.

A Tabela 5.35 apresenta os resultados obtidos para a análise de regressão múltipla bilinear.

Tabela 5.35 – Análise de regressão múltipla bilinear para a estimativa do módulo de elasticidade em função da temperatura de exposição e do teor de substituição mineral

Regressão múltipla bilinear: $f_c=A+B*(T)+C*(teor)$					
tempo	A	B	C	R²	R
30 min	43,45919	-0,05629	0,14334	0,893	0,945
<i>steady state</i>	37,57077	-0,06404	-0,00054	0,990	0,995

A análise de regressão múltipla mostra que é possível estimar a resistência residual em função da temperatura de exposição e do teor de substituição, através do modelo bilinear, com coeficientes de correlação, R, entre 0,945 e 0,995, respectivamente, para o tempo de exposição de 30 minutos e o tempo *steady state*. O grau de correlação bilinear foi maior para o tempo *steady state*.

A Figura 5.44 compara os valores teóricos, estimados através do modelo de correlação múltipla bilinear, e os valores reais, obtidos experimentalmente.

Os resultados mostram que, apesar de ser possível estimar com confiabilidade a resistência à compressão em função da temperatura de exposição e do teor de substituição mineral, a amplitude do IC para o tempo de exposição igual a 30 minutos indica que houve alguma variabilidade nos resultados. Para o tempo de exposição *steady state* a confiabilidade do modelo bilinear é maior, comparativamente ao tempo de exposição de 30 minutos.

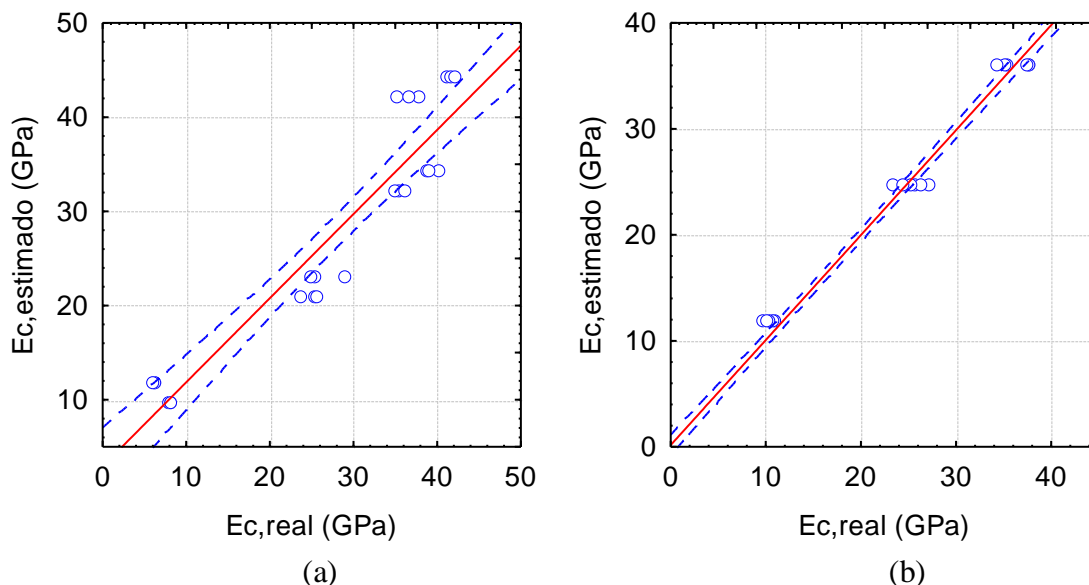


Figura 5.44 – Relação entre valores reais e valores estimados, obtidos a partir regressão múltipla bilinear, para o módulo estático de elasticidade na etapa exploratória (a) 30 minutos (b) *steady state*

A Tabela 5.36 apresenta os resultados obtidos para a análise de regressão múltipla polinomial.

Tabela 5.36 – Análise de regressão múltipla polinomial para a estimativa do módulo de elasticidade em função da temperatura de exposição e do teor de substituição mineral

Regressão múltipla polinomial: $fc=A+B*(T)+C*T^2+D*(teor)$						
tempo	A	B	C	D	R ²	R
30 min	38,03334	0,01025	-0,00011	0,14334	0,984	0,992
<i>steady state</i>	38,31489	-0,07316	0,00001	-0,00054	0,992	0,996

Constatou-se que é possível estimar de forma mais precisa, relativamente ao modelo mais simples, bilinear, o módulo residual em função da temperatura de exposição e do teor de substituição, através do modelo de regressão polinomial, com coeficientes de correlação, R, entre 0,984 e 0,992 e entre 0,992 e 0,996, respectivamente, para o tempo de exposição de 30 minutos e o tempo *steady state*, porém a diferença no grau de correlação entre modelos de regressão foi maior para o tempo de 30 minutos. A Figura 5.45 mostra que, os IC são mais estreitos para o modelo polinomial, para 30 minutos de exposição, ou seja, o grau de confiabilidade é superior e a variabilidade dos resultados é inferior, comparativamente ao modelo bilinear. Para o tempo *steady state* a diferença entre os dois modelos de regressão múltipla foi muito reduzida.

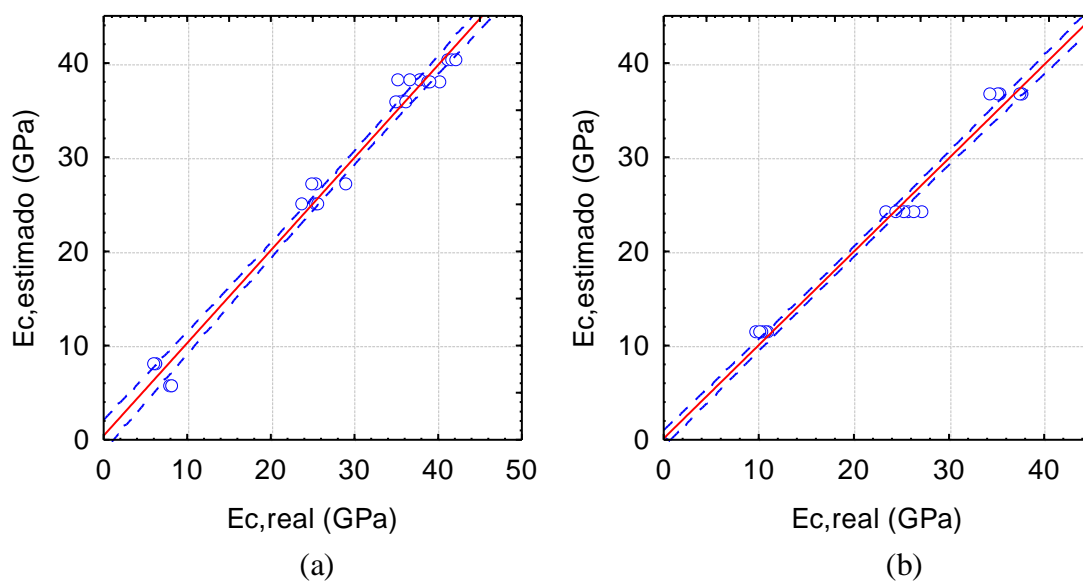


Figura 5.45 – Relação entre valores reais e valores estimados, obtidos a partir regressão múltipla polinomial, para o módulo estático de elasticidade na etapa exploratória (a) 30 minutos (b) *steady state*

5.2.9 Análise visual da fissuração superficial e mudança de cor

Neste item inspecionaram-se visualmente as alterações na fissuração superficial dos corpos de prova e na mudança de cor, devidas à ação das altas temperaturas, de forma a poder correlacionar de forma expedita o estado de degradação, associado a um determinado nível de temperatura. A Figura 5.46 mostra o aumento significativo da extensão de fissuração superficial com o aumento da temperatura de exposição. As imagens foram obtidas no concreto com cinza cristalina (CCA2) para o patamar de 30 minutos de exposição.

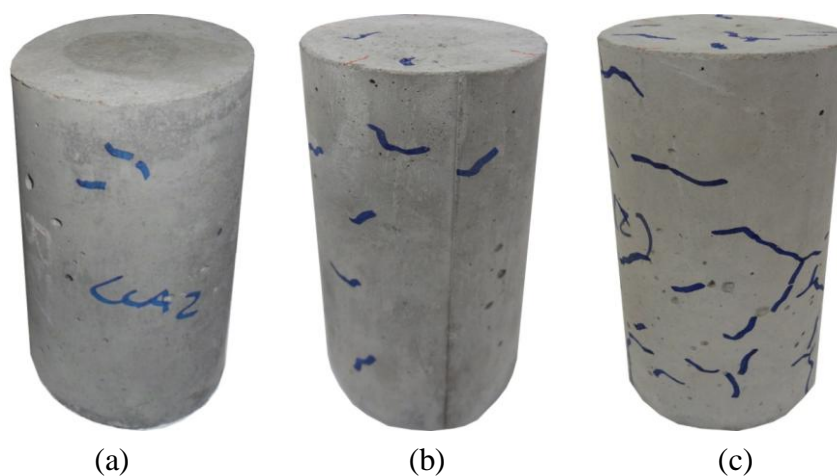


Figura 5.46 – Evolução da fissuração superficial com o aumento da temperatura no concreto com CCA parcialmente cristalina (a) 200°C (b) 400°C (c) 600°C

Após exposição a 600°C se observou elevado grau de fissuração superficial em todos os concretos, como mostra a Figura 5.47. Nos concretos especiais a extensão da fissuração superficial foi superior à observada no concreto convencional.

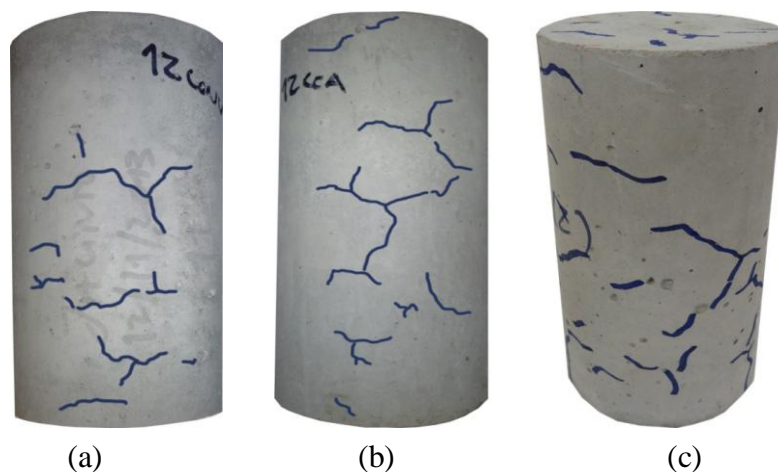


Figura 5.47 – Fissuração superficial após exposição a 600°C (a) concreto convencional (b) concreto com CCA amorfa (c) concreto com CCA parcialmente cristalina

A Figura 5.48 mostra a ocorrência de *spalling* localizado próximo à superfície do corpo de prova de concreto com CCA1 aquecido com taxa rápida de aquecimento, de 27,4°C/min, até à temperatura de ensaio de 600°C. O lascamento superficial de concreto ocorreu devido ao aumento do volume do agregado graúdo associado à expansão térmica e à dilatação térmica diferencial entre pasta e agregado (LIN et al., 1996; MEHTA e MONTEIRO, 2014). O tom avermelhado no agregado miúdo foi devido à oxidação do ferro presente no agregado.



Figura 5.48 – Lascamento superficial do concreto com CCA amorfa aquecido rapidamente até 600°C

A Figura 5.49 mostra que nas pastas cimentícias endurecidas também se observou o aumento substancial da fissuração com o aumento da temperatura, sendo consideravelmente mais acentuada em 600°C.

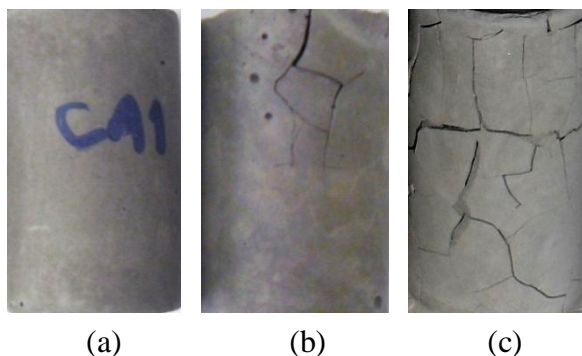


Figura 5.49 – Evolução da fissuração superficial com o aumento da temperatura na pasta com CCA amorfa (a) 200°C (b) 400°C (c) 600°C

Analisando visualmente a superfície dos corpos de prova, foram observadas diferenças pouco acentuadas na mudança de cor. As mudanças mais marcantes foram observadas na temperatura de 600°C, no interior dos corpos de prova, após a ruptura. Até à temperatura de 400°C ocorreu, de forma pouco acentuada, clareamento gradual da cor cinza em todos os concretos. Em 600°C observou-se um tom amarelo incipiente uniforme na pasta de concreto convencional, enquanto que o concreto com CCA2 manteve a cor cinza original. No concreto especial com CCA1 foram observadas duas regiões com cores distintas, amarelo incipiente na região mais próxima à superfície e cinza-amarelado na região mais próxima ao núcleo do corpo de prova, como mostra a Figura 5.50.

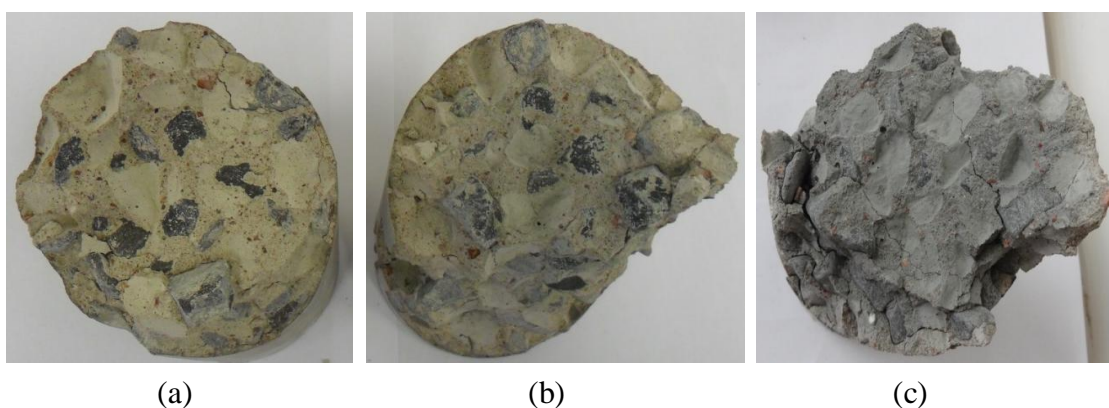


Figura 5.50 – Cor após exposição a 600°C (a) concreto convencional (b) concreto com CCA amorfa (c) concreto com CCA parcialmente cristalina

O agregado graúdo basáltico manteve a cor cinza em todos os patamares de temperatura, enquanto que no agregado miúdo ocorreu mudança para tom amarelado, em 200°C, para tom alaranjado em 400°C e para tom avermelhado em 600°C. Estas observações são coerentes com os resultados obtidos por Wendt (2006) e Hager (2014).

5.3 RESULTADOS OBTIDOS NA ETAPA PRINCIPAL

Neste item são apresentados e discutidos os resultados experimentais relativos à influência do modo de resfriamento, tipo de concreto e idade de reidratação na resistência residual à compressão, massa residual e velocidade de pulso ultrassônico (VPU). São analisadas, também, as interações entre as variáveis de resposta.

5.3.1 Fase E: Influência do modo de resfriamento

Nesta fase foi avaliada a influência do resfriamento dos concretos após a ação das altas temperaturas, comparando o resfriamento lento dentro do forno durante 24 horas e o resfriamento brusco com imersão em água durante duas horas, após a exposição dos concretos, convencional e com CCA amorfa, a 600°C durante o tempo necessário para atingir a temperatura uniforme em todo o corpo de prova (estado térmico *steady state*). As variáveis de resposta foram a resistência à compressão simples, a massa residual e velocidade de pulso ultrassônico.

5.3.1.1 Fase E: Influência do modo de resfriamento na resistência residual

A Tabela 5.37 apresenta os resultados médios, desvios padrão, coeficientes de variação e resultados residuais para a resistência à compressão simples, f_c , do concreto convencional e do concreto com CCA, obtidos após resfriamento lento (L) e brusco (B) das amostras aquecidas a 600°C durante o tempo de exposição *steady state*.

Tabela 5.37 – Resultados experimentais obtidos para a resistência residual na matriz E

T (°C)	Concreto	Modo de resfriamento	f_{cm} (MPa)	sd (MPa)	cv (%)	f_{cm} residual ($f_{c,T}/f_{c,23}$)	Δ_{B-L} (%)
23	CONV	-	43,80	0,48	1,09	1,00	-
600	CONV	Lento	15,58	0,35	2,25	0,36	-
600	CONV	Brusco	11,27	0,51	4,49	0,26	-27,6
23	CCA1	-	56,37	0,80	1,42	1,00	-
600	CCA1	Lento	18,52	0,58	3,13	0,33	-
600	CCA1	Brusco	11,45	0,85	7,45	0,20	-38,2

Os resultados mostram que o resfriamento brusco com imersão em água provocou redução substancial na resistência dos concretos comparativamente ao resfriamento lento,

aproximadamente 28% e 38%, respectivamente, para o concreto convencional e concreto com CCA1.

A Tabela 5.38 resume os resultados das análises de variância, realizada para avaliar a influência dos fatores controláveis modo de resfriamento e tipo de concreto na variável de resposta resistência residual dos concretos à compressão.

Tabela 5.38 – Análise ANOVA para a resistência residual na matriz E

Fonte (600°C)	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Concreto (A)	0,004966	1	0,004966	37,320	0,000286624	S
Resfriamento (B)	0,037496	1	0,037496	281,806	0,000000161	S
A x B	0,000550	1	0,000550	4,135	0,076435981	NS
Erro	0,001064	8	0,000133			
Total		11				

Por ordem de significância, os fatores controláveis modo de resfriamento (B) e o tipo de concreto (A) tiveram influência estatisticamente significativa na resistência residual à compressão dos concretos. O fator resfriamento foi determinante na redução da resistência residual.

A Figura 5.51 mostra graficamente a influência dos fatores controláveis e da interação entre os fatores na resistência residual, assim como, a comparação de médias, realizada através do teste de Tukey.

Considerando todos os ensaios, a média da resistência residual após resfriamento brusco foi 32% inferior à resistência obtida após resfriamento lento, confirmando os resultados de Peng et al. (2008), Luo et al. (2000), Souza e Moreno Junior (2003 e 2010), Husem (2006), Santos (2012), Annerel e Taerwe (2008) e Li e Li (2010), obtidos em concretos de resistência normal, entre 35 MPa e 50 MPa. Annerel e Taerwe (2008) obtiveram redução entre 30% e 35% da resistência devido ao resfriamento brusco no concreto convencional de 50 MPa, aquecido a 550°C, durante duas horas. Por outro lado, Luo et al. (2000) observaram que a influência do resfriamento foi pequena para temperaturas superiores a 600°C. Os autores obtiveram maiores reduções na resistência residual nos concretos de resistência normal, de 35 MPa, comparativamente aos de alta resistência, de 95 MPa, após exposição a 800°C e resfriamento com imersão em água, porém não apresentaram as possíveis causas para o resultado obtido.

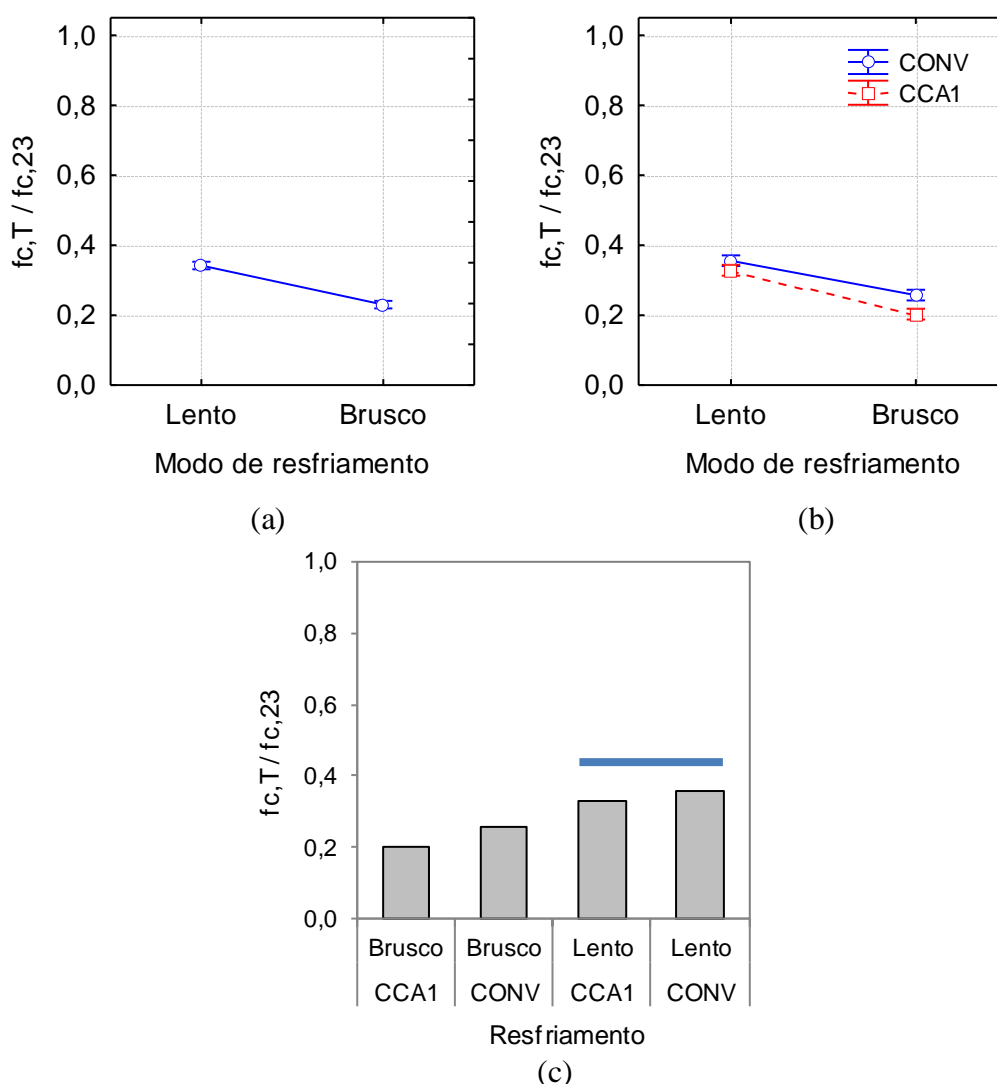


Figura 5.51 – (a) Influência do modo de resfriamento na resistência residual (b) influência da interação entre modo de resfriamento x tipo de concreto (c) comparação de médias através do teste de Tukey considerando a interação tipo de concreto x modo de resfriamento

O teste de Tukey (Figura 5.51) indica que, na interação modo de resfriamento e tipo de concreto, as resistências médias do concreto convencional e concreto com CCA1 resfriados lentamente foram estatisticamente iguais, enquanto que as resistências médias obtidas no resfriamento brusco foram estatisticamente diferentes, em 23%. A maior redução na resistência foi devida ao choque térmico inicial provocado pelo resfriamento brusco, com propagação da microfissuração nos concretos. Após o choque inicial, a taxa de transferência de calor foi atenuada devido à presença de água nos poros. Por outro lado, o resfriamento lento permitiu a convecção térmica na superfície do corpo de prova reduzindo substancialmente o choque térmico. O choque térmico foi mais prejudicial ao concreto mais

resistente com CCA1, devido à menor capacidade de alívio de tensões térmicas, por ser menos poroso.

Os resultados experimentais estão de acordo com a literatura. Li e Li (2010) obtiveram redução de 68,26% e de 82%, na resistência residual do concreto de 50 MPa, respectivamente, para resfriamento lento e resfriamento brusco com jateamento de água durante 15 minutos. O resfriamento brusco com imersão em água provocou uma redução adicional entre e 30% e 35% na resistência residual do concreto de 50 MPa após exposição a 550°C (ANNEREL e TAERWE, 2008). Morales et al. (2011) observaram para o concreto convencional de 20 MPa, após exposição a 300°C, uma diferença superior a 24% entre o resfriamento lento, dentro da mufla, e o resfriamento rápido, através da imersão em água. Em corpos de prova de concreto convencional, de 45 MPa, resfriados com pulverização de água durante 30 minutos após exposição a 600°C, Li et al. (2014) obtiveram resistência 29,2% inferior ao resfriamento lento, na temperatura ambiente, atribuindo esse fato à formação de fissuras devido aos gradientes mais elevados de temperatura.

5.3.1.2 Fase E: Influência do modo de resfriamento na massa residual

A Tabela 5.39 apresenta os resultados médios, desvios padrão, coeficientes de variação e resultados residuais para a massa residual, M_c , do concreto convencional e do concreto com CCA amorfa (CCA1), para os dois modos de resfriamento, assim como a absorção média de água após resfriamento brusco. A absorção de água foi determinada considerando a massa quente e a massa após a imersão em água durante duas horas.

Tabela 5.39 – Resultados experimentais obtidos para a massa residual na matriz E

T (°C)	Concreto	Modo de resfriamento	ΔM_{cm} (g)	sd (MPa)	cv (%)	M_{cm} residual ($M_{c,T}/M_{c,23}$)	ΔM_{B-L} (%)	Abs _m (%)
23	CONV	-	-	-	-	1,0000	-	-
600	CONV	Lento	-225,60	5,99	2,66	0,9412	-	-
600	CONV	Brusco	+74,23	2,45	3,31	1,0194	8,56	8,36*
23	CCA1	-	-	-	-	1,0000	-	-
600	CCA1	Lento	-250,80	7,63	3,04	0,9353	-	-
600	CCA1	Brusco	+32,90	0,61	1,85	1,0085	7,82	8,27*

*: determinada com base nas massas saturadas da matriz experimental F

Os resultados mostram que a média da absorção de água nos corpos de prova, através do resfriamento brusco, foi próxima entre os dois concretos, com diferença de apenas 1%,

indicando que a porosidade total dos concretos após exposição a 600°C durante o tempo *steady state* e resfriamento com imersão em água durante 120 minutos foi próxima.

A Tabela 5.40 resume os resultados da análise de variância, realizada para avaliar a influência dos fatores controláveis modo de resfriamento e tipo de concreto na variável de resposta massa residual dos concretos.

Tabela 5.40 – Análise ANOVA para a massa residual na matriz E

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Concreto (A)	0,00021	1	0,00021	108	0,000006416	S
Resfriamento (B)	0,01719	1	0,01719	8815	0,000000000	S
A x B	0,00002	1	0,00002	10	0,014348544	S
Erro	0,00002	8	0,00000			
Total		11				

Por ordem de significância, o fator controlável modo de resfriamento (B), o tipo de concreto (A) e a interação entre os dois fatores (Ax B) tiveram influência significativa na massa residual dos concretos. O fator modo de resfriamento foi o fator determinante na massa residual.

A Figura 5.52 mostra graficamente a influência dos fatores controláveis modo de resfriamento e tipo de concreto e a interação entre fatores na massa residual dos concretos, assim como a comparação de médias, realizada através do teste de Tukey.

Considerando todos os resultados, o valor médio da massa residual dos concretos resfriados bruscamente foi aproximadamente 8% superior à massa média residual obtida após resfriamento lento, devido à absorção de água. Ambos os concretos apresentaram tendências similares na massa residual, para cada modo de resfriamento. No teste de Tukey (Figura) foi possível observar que todas as massas residuais médias resultantes da interação entre modo de resfriamento e tipo de concreto foram estatisticamente diferentes, porém, para cada modo de resfriamento, as diferenças foram pequenas entre os concretos. Como as diferenças entre massas residuais são muito pequenas, não é possível realizar uma análise precisa dos resultados.

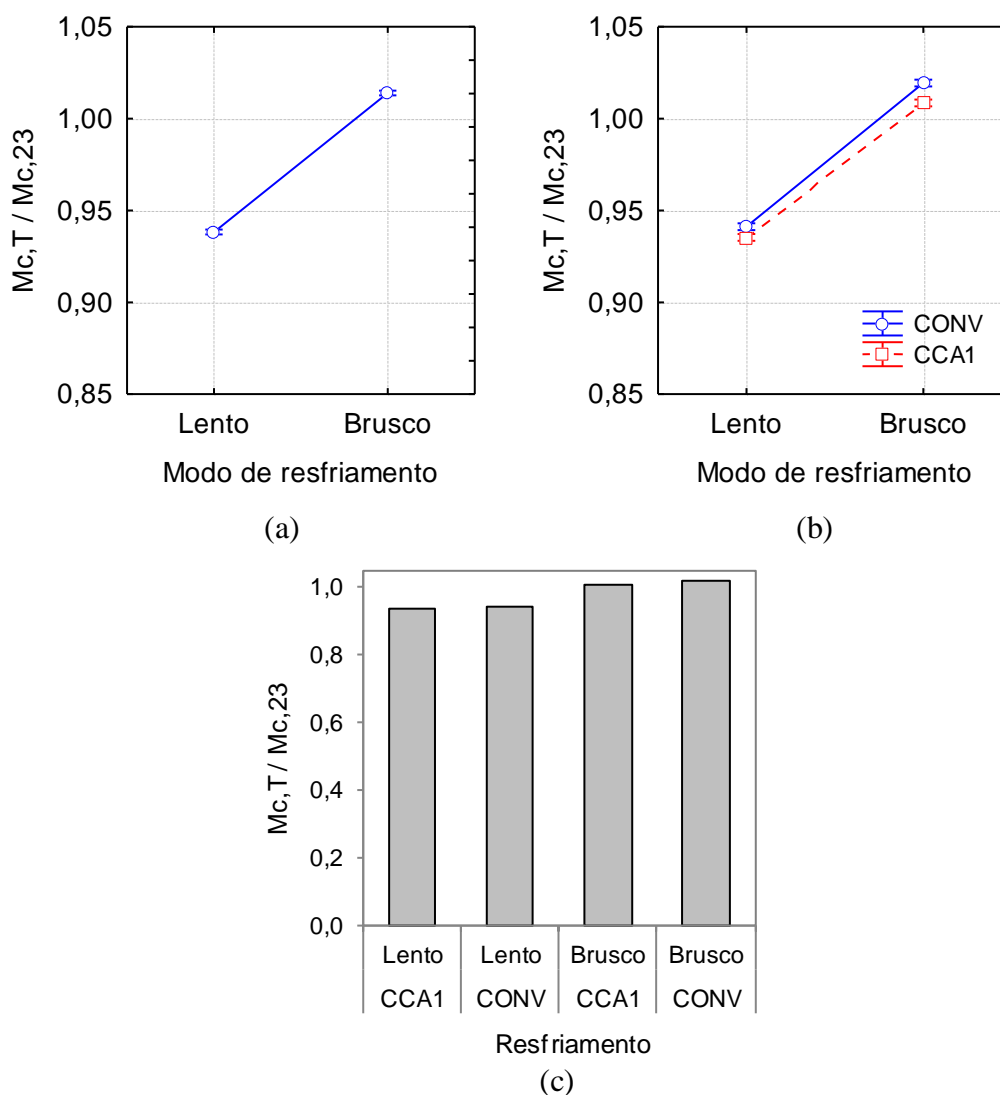


Figura 5.52 – (a) Influência do modo de resfriamento na massa residual (b) influência da interação entre modo de resfriamento x tipo de concreto (c) comparação de médias através do teste de Tukey considerando a interação tipo de concreto x modo de resfriamento

5.3.1.3 Fase E: Influência do modo de resfriamento na VPU residual

A Tabela 5.41 apresenta os resultados residuais para a VPU, obtidos 24 horas após a exposição do concreto convencional e do concreto com CCA amorfa a 600°C, durante o patamar de tempo *steady state*, para o resfriamento lento e resfriamento rápido.

Os resultados mostram que a VPU dos concretos aumentou com o resfriamento brusco, devido à presença de água nos poros, e o aumento foi mais acentuado no concreto convencional.

Os resultados obtidos para a VPU mostram, também, que a degradação após a ação térmica e resfriamento brusco foi maior no concreto com CCA1, coerente com o observado na resistência residual.

Tabela 5.41 – Resultados experimentais obtidos para a VPU residual na matriz E

T (°C)	Concreto	Modo de resfriamento	VPU _{cm} (MPa)	sd (MPa)	cv (%)	VPU _{cm} residual (VPU _{c,T} /VPU _{c,23})	Δ _{B-L} (%)
23	CONV	-	4732,15	45,15	0,95	1,00	-
600	CONV	Lento	1851,27	173,29	9,36	0,3994	-
600	CONV	Brusco	2717,02	92,16	3,39	0,5802	+45
23	CCA	-	4922,27	38,78	0,79	1,00	-
600	CCA	Lento	1803,56	42,65	2,36	0,3740	-
600	CCA	Rápido	2282,09	49,68	2,18	0,4712	+26

A Tabela 5.42 resume os resultados da análise de variância, realizada para avaliar a influência dos fatores controláveis modo de resfriamento e tipo de concreto na variável de resposta VPU residual dos concretos.

Tabela 5.42 – Análise ANOVA para a VPU residual na matriz E

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Concreto (A)	0,013543	1	0,013543	22,023	0,001555818	S
Resfriamento (B)	0,057930	1	0,057930	94,202	0,000010604	S
A x B	0,005233	1	0,005233	8,509	0,019380433	S
Erro	0,004920	8	0,000615			
Total		11				

Através da análise de variância se observou que, por ordem de significância, o modo de resfriamento (B), o tipo de concreto (A) e a interação entre os dois fatores (A x B) influenciaram significativamente a VPU residual.

A Figura 5.53 mostra graficamente a influência dos fatores controláveis modo de resfriamento e tipo de concreto e da interação entre os fatores na VPU residual, assim como a comparação de médias, realizada através do teste de Tukey. As medições da velocidade de propagação foram realizadas 24 horas após o aquecimento e também logo após o resfriamento para comparação de resultados.

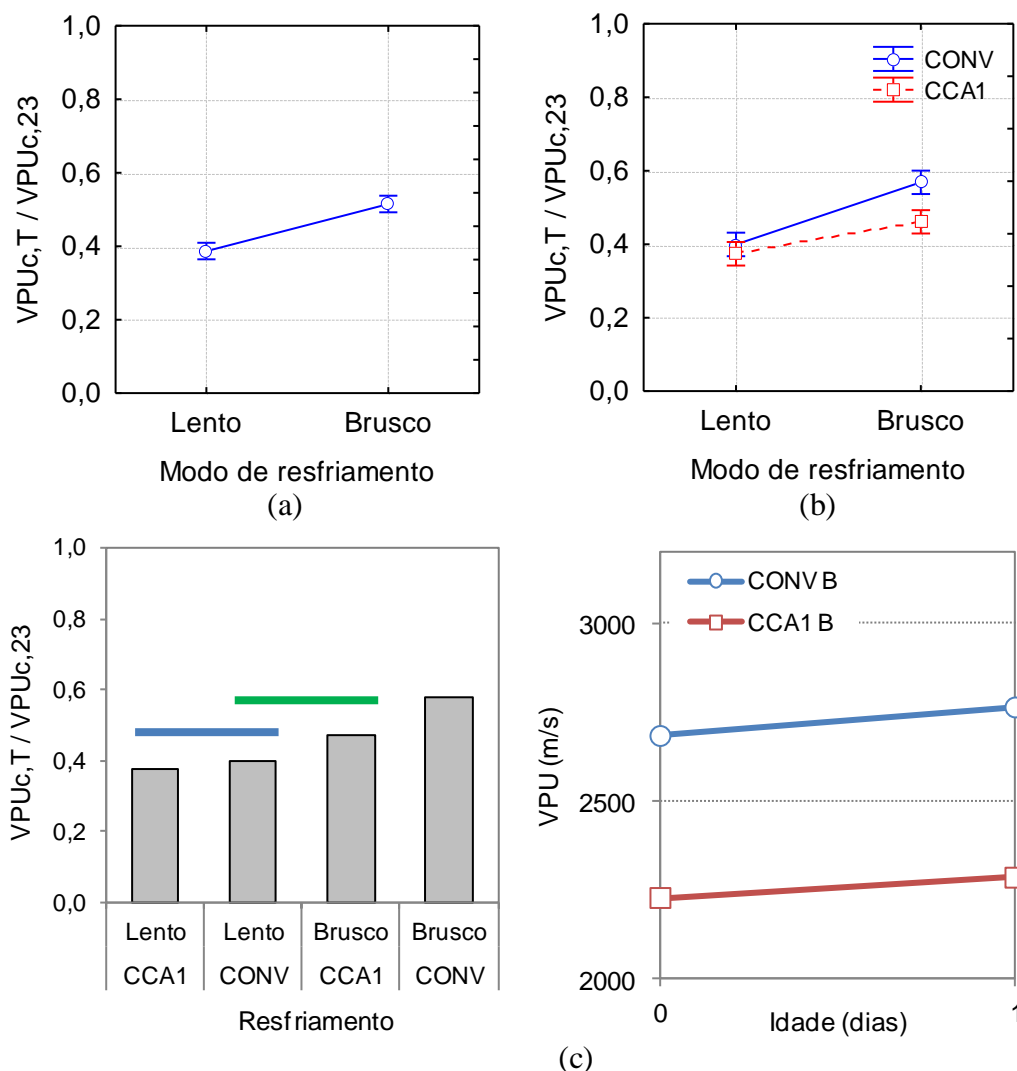


Figura 5.53 – (a) Influência do modo de resfriamento na VPU residual (b) influência da interação entre modo de resfriamento x tipo de concreto (c) comparação de médias através do teste de Tukey considerando a interação tipo de concreto x modo de resfriamento (d) variação da VPU entre 0 e 1 dia após o resfriamento brusco

O resfriamento brusco provocou aumento estatisticamente significativo na VPU em ambos os concretos, devido à absorção de água. Na comparação de médias, realizada através do teste de Tukey (Figura 5.51), foi possível observar que após o resfriamento brusco, a VPU obtida no concreto convencional foi estatisticamente superior à obtida no concreto com CCA1, indicando menor grau de deterioração do concreto convencional, por ter sofrido menores danos com o choque térmico, por ser mais poroso. A VPU média do concreto com CCA1 e do concreto convencional resfriados lentamente foram estatisticamente iguais, como tinha sido observado anteriormente.

Para o resfriamento brusco a VPU teve um pequeno aumento 1 dia após o resfriamento, indicando a ocorrência de alguma reidratação em ambos os concretos nesse curto período de tempo.

Alonso (2009) constatou, após a ação das altas temperaturas e resfriamento lento, redução acentuada da VPU do concreto em função do aumento da extensão de fissuração e da abertura de fissura. De acordo com Jones (1954 *apud* Malhotra e Carino, 2004) na temperatura ambiente a VPU em concretos convencionais saturados é aproximadamente 5% maior do que em concretos secos. Porém os resultados experimentais mostram que em concretos fissurados a saturação dos poros e fissuras provoca uma alteração substancialmente superior a 5% na VPU, comparativamente à condição seca.

5.3.2 Fase F: Influência da idade de reidratação

Neste item são apresentados e discutidos os resultados referentes à influência da idade de reidratação (I), modo de resfriamento e tipo de concreto nas variáveis de resposta resistência residual à compressão, massa residual e VPU residual. Foram testados 4 níveis para a idade de reidratação dos concretos convencional (CONV) e com CCA amorfa (CCA1), especificamente, 1 dia, 7 dias, 28 dias e 154 dias. A reidratação foi realizada em ambiente controlado com temperatura e umidade, respectivamente, 23°C e 75%, após a exposição dos concretos a 600°C, durante o tempo correspondente ao patamar *steady state*, e resfriamento lento e brusco.

5.3.2.1 Fase F: Influência da idade de reidratação na resistência residual

A Tabela 5.43 resume os resultados experimentais para a resistência residual à compressão na etapa da reidratação do concreto convencional de cimento Portland e do concreto especial com CCA1, após resfriamento lento (L) e brusco (B).

Os resultados experimentais mostram que ao longo do período de reidratação de ambos os concretos a resistência residual variou com a idade de reidratação e dependeu do modo de resfriamento.

Tabela 5.43 – Resultados experimentais obtidos para a resistência residual na matriz F

Idade (dias)	Concreto	Resfriamento	$f_{cm,23}$ (MPa)	$f_{cm,I}$ (MPa)	sd (Mpa)	cv (%)	f_{cm} residual ($f_{c,I}/f_{c,23}$)	Δ_{B-I} (%)
1	CONV	Lento	43,80	15,58	0,35	2,25	0,356	
1	CONV	Brusco	43,80	11,27	0,51	4,49	0,257	-27,7
7	CONV	Lento	43,80	11,53	0,41	3,59	0,263	
7	CONV	Brusco	43,80	17,23	0,39	2,29	0,393	49,4
28	CONV	Lento	43,80	10,20	0,40	3,91	0,233	
28	CONV	Brusco	43,80	15,96	0,72	4,49	0,364	56,5
154	CONV	Lento	43,80	13,34	0,50	3,73	0,305	
154	CONV	Brusco	43,80	15,86	0,56	3,55	0,362	18,7
1	CCA1	Lento	56,37	18,52	0,58	3,13	0,328	
1	CCA1	Brusco	56,37	11,45	0,85	7,45	0,203	-38,2
7	CCA1	Lento	56,37	15,64	0,33	2,13	0,277	
7	CCA1	Brusco	56,37	17,33	0,54	3,10	0,307	10,8
28	CCA1	Lento	56,37	12,71	0,68	5,31	0,225	
28	CCA1	Brusco	56,37	16,34	0,33	2,04	0,290	28,6
154	CCA1	Lento	56,37	15,84	0,20	1,29	0,281	
154	CCA1	Brusco	56,37	16,46	0,29	1,74	0,292	4,7

De forma a avaliar a significância dos fatores controláveis teor de adição, modo de resfriamento e tempo de reidratação na variável resposta resistência residual foi realizada a análise ANOVA no STATISTICA 7.0. A Tabela 5.44 resume os resultados.

Tabela 5.44 – Análise ANOVA para a resistência residual na matriz F

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Concreto (A)	0,020445	1	0,020445	173,68	0,000000000	S
Idade (B)	0,009925	3	0,003308	28,10	0,000000004	S
Resfriamento (C)	0,007581	1	0,007581	64,40	0,000000004	S
A x B	0,000193	3	0,000064	0,55	0,653186974	NS
A x C	0,010888	1	0,010888	92,49	0,000000000	S
B x C	0,081546	3	0,027182	230,91	0,000000000	S
A x B x C	0,002232	3	0,000744	6,32	0,001725427	S
Erro	0,003767	32	0,000118			
Total		47				

Através da análise de variância, foi possível observar que, por ordem de significância, a interação entre idade de reidratação e modo de resfriamento (B x C), o tipo de concreto (A), a interação entre o tipo de concreto e o modo de resfriamento (A x C), o modo de resfriamento (C), a idade de reidratação (B), assim como, a interação entre tipo de concreto a idade de

reidratação e o modo de resfriamento (A x C) influenciaram significativamente a resistência residual. Os fatores foram considerados significativos para valores de *p-value* inferiores a 0,05.

A Figura 5.54 mostra a influência dos fatores controláveis tipo de concreto, modo de resfriamento e interação entre idade de reidratação (I) e modo de resfriamento na variável resposta resistência residual relativa dos concretos reidratados.

Foi possível observar que, considerando todo o período de reidratação, o desempenho do concreto especial com 15% de substituição de sílica de casca de arroz (CCA1) foi estatisticamente inferior ao observado no concreto convencional, tendo obtido resistência residual média aproximadamente 13% inferior à resistência residual média do concreto convencional. Considerando todos os resultados, na reidratação o resfriamento brusco provocou ganho na resistência média de aproximadamente 9% relativamente ao resfriamento lento, o que indica que o grau de reidratação dos concretos resfriados com imersão em água foi significativamente superior aos resfriados lentamente dentro do forno.

A resistência residual dos concretos variou com o modo de resfriamento e com a idade de reidratação (I), sendo que nos corpos de prova resfriados lentamente a resistência residual diminuiu de forma quase linear até aos 28 dias de reidratação e entre os 28 e 154 dias a resistência foi parcialmente recuperada. Já os corpos de prova resfriados bruscamente tiveram aumento substancial da resistência residual ao fim dos primeiros 7 dias de reidratação, ligeira redução entre os 7 e 28 dias, e acima dos 28 dias a resistência residual estabilizou.

Analisando a interação de 3ª ordem entre fatores controláveis, foi possível observar que ambos os concretos, convencional e com CCA1, resfriados lentamente ao ar tiveram redução na resistência residual ao longo dos primeiros 28 dias de reidratação, sendo que no concreto a degradação da resistência residual foi mais acentuada nos primeiros 7 dias e no concreto com CCA1 a redução foi praticamente linear até aos 28 dias. A resistência residual do concreto convencional aquecido a 600°C e resfriado sem água reduziu 26% e 34,5%, respectivamente, após 7 e 28 dias de reidratação. A resistência residual do concreto com CCA aquecido a 600°C e resfriado sem água reduziu menos do que a do concreto convencional, 15,6% e 31,4%, respectivamente, após 7 e 28 dias de reidratação. Após os 28 dias, a degradação dos concretos foi parcialmente revertida, sendo que se observou uma recuperação da resistência residual de 31% e 24%, respectivamente para o concreto convencional e concreto com CCA1.

Ao fim de 154 dias de reidratação a resistência residual do concreto convencional e do concreto com CCA1 foi, respectivamente, 31% e 28% da resistência inicial.

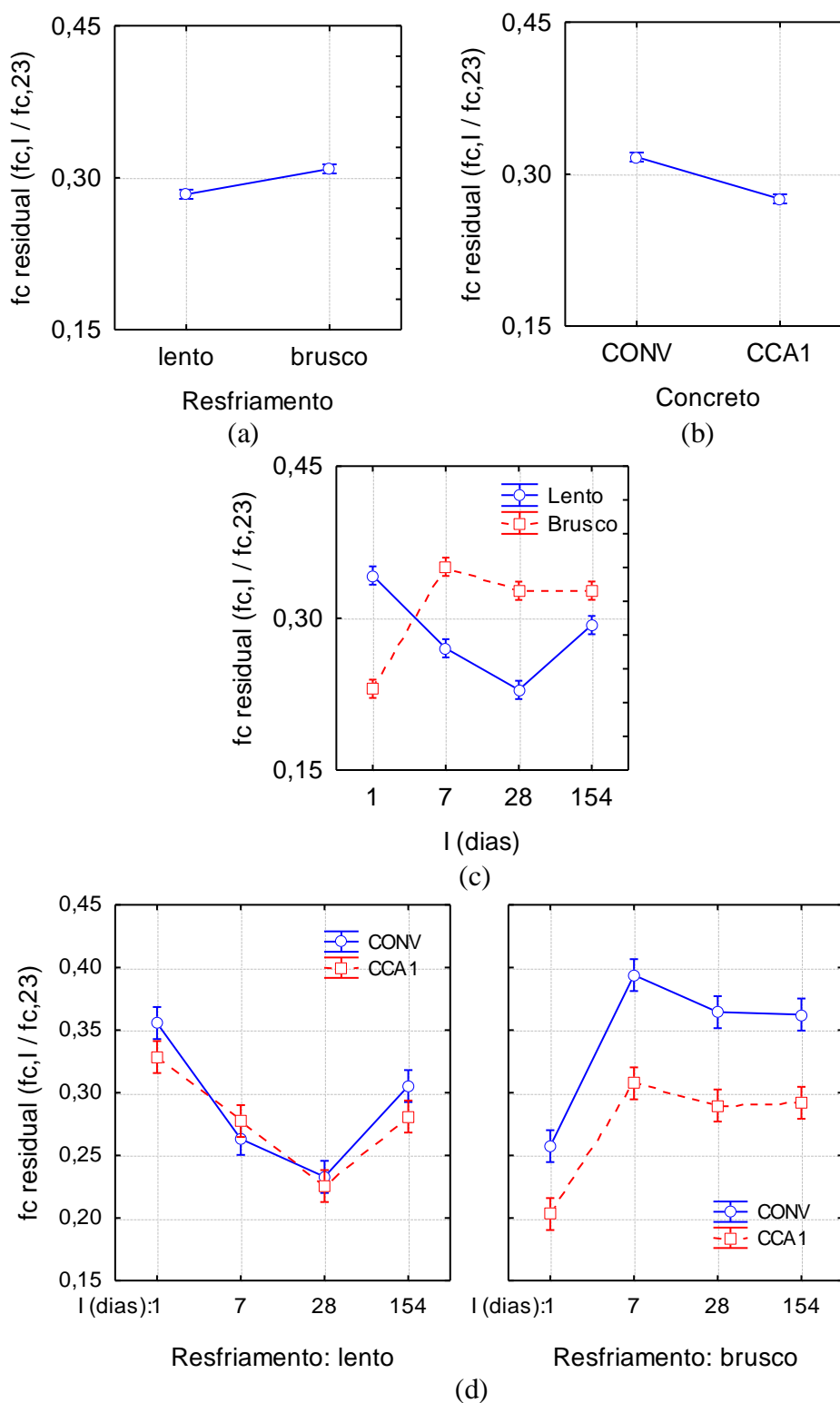


Figura 5.54 – Influência na resistência residual durante a reidratação (a) modo de resfriamento (b) tipo de concreto (c) interação modo de resfriamento x idade de reidratação (d) interação tipo de concreto x modo de resfriamento x idade de reidratação

Por outro lado, a resistência residual do concreto convencional aquecido a 600°C e resfriado com água recuperou 52,9% logo após os primeiros 7 dias de reidratação, porém dos 7 aos 28 dias a resistência residual diminuiu ligeiramente em 7,4%. Já a resistência residual do concreto com CCA aquecido a 600°C e resfriado com água recuperou 51,4% após 7 dias de reidratação em ambiente controlado, porém dos 7 aos 28 dias a resistência residual diminuiu ligeiramente em 5,7%. Após os 28 dias, a resistência residual do concreto convencional e do concreto com CCA1 manteve-se praticamente constante até aos 154 dias de reidratação, respectivamente, 36% e 29% da resistência inicial.

De forma geral, tanto os aumentos quanto as reduções na resistência residual devido à reidratação ocorreram de forma ligeiramente menos acentuada no concreto com CCA1, e a diferença estará associada à maior quantidade de portlandita reidratada no concreto convencional, como mostram as análises térmicas, no item 5.7, e de DRX, no item 5.6. A análise de variância mostra que a influência do modo de resfriamento e da idade de reidratação na resistência residual de cada concreto foi significativa, porém a tendência da evolução da resistência residual com o tempo de reidratação nos dois concretos foi próxima.

Para analisar melhor esta interação realizou-se a comparação de médias através do teste de Tukey. A Figura 5.55 mostra os resultados obtidos para a reidratação dos corpos de prova resfriados lentamente.

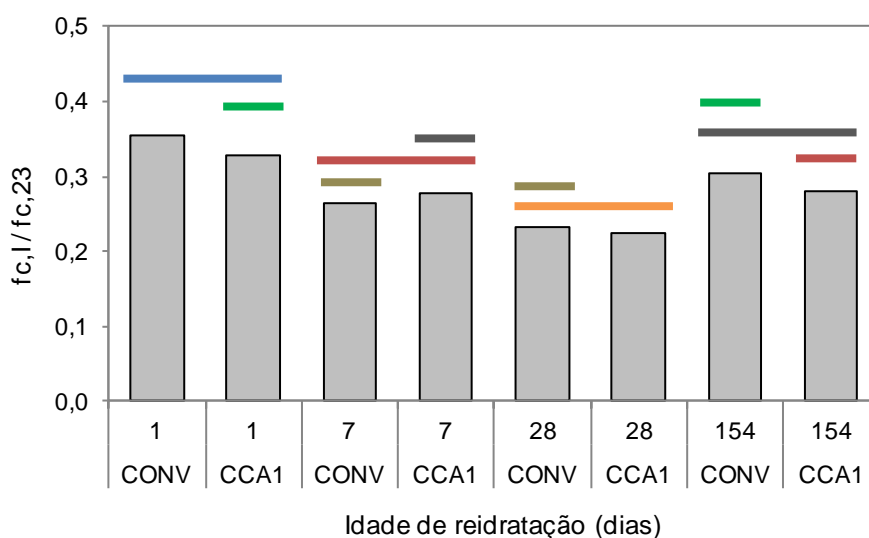


Figura 5.55 – Comparação de médias, através do teste de Tukey, para a resistência residual durante a reidratação após resfriamento lento, considerando a interação tipo de concreto x idade de reidratação

Através da comparação de médias foi possível observar que a resistência residual dos dois concretos foi estatisticamente igual após o resfriamento lento. Ao final de 154 dias de reidratação, o concreto com CCA1 resfriado lentamente não recuperou significativamente a degradação devida à ação térmica, já que a resistência residual ao fim desse período foi estatisticamente igual à resistência observada logo após 7 dias de reidratação e, por sua vez, esta foi significativamente inferior à resistência obtida 1 dia após o resfriamento. Após 154 dias de reidratação as resistências residuais do concreto convencional e do concreto com CCA1 foram estatisticamente iguais, por outro lado, aos 154 dias a resistência do concreto convencional foi estatisticamente superior à obtida com 7 dias de reidratação. Apesar da recuperação nesse período, o concreto convencional também não conseguiu reverter a degradação inicial da resistência. A resistência residual aos 28 dias de reidratação foi estatisticamente a menor durante todo o período de reidratação, quer para o concreto convencional e concreto com CCA1.

A Figura 5.56 ilustra a comparação de resistências residuais médias para a reidratação em ambiente controlado, após o resfriamento brusco.

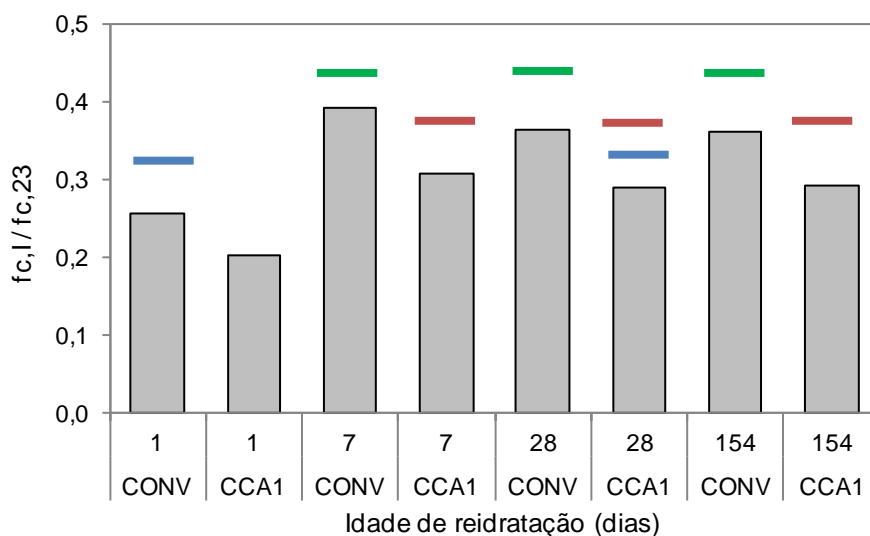


Figura 5.56 – Comparação de médias, através do teste de Tukey, para a resistência residual durante a reidratação após resfriamento brusco, considerando a interação tipo de concreto x idade de reidratação

Foi possível observar que em ambos os concretos a resistência residual nos corpos de prova resfriados com água, foi estatisticamente igual após 7, 28 e 154 dias de reidratação, e que a resistência residual do concreto com CCA1 reidratado durante 28 dias recuperou para o nível de resistência residual estatisticamente igual à resistência obtida no concreto convencional 1

dia após o resfriamento brusco. Apesar desta recuperação, nas restantes idades de reidratação a resistência residual do concreto com CCA1 foi estatisticamente inferior à obtida no concreto convencional. Estes resultados mostram que, a recuperação da resistência com a reidratação ocorreu logo nos primeiros 7 dias e após esse período estabilizou, ou seja, não ocorreu ganho de resistência devido a eventual reação de reidratação pozolânica no concreto com CCA1.

Os mecanismos de reidratação nos concretos resfriados com água ocorreram logo nas primeiras idades de reidratação. Já nos concretos resfriados lentamente se observou uma extensão no período de redução continuada da resistência antes do início da recuperação. Estes resultados convergem com a literatura. Nos experimentos de Souza e Moreno Junior (2003 e 2010) a reidratação do concreto convencional envolto em filme plástico e exposto ao ar não proporcionou recuperação significativa da resistência nem do módulo de elasticidade ao fim de 112 dias. Os resultados obtidos por Annerel and Taerwe (2008), em concretos resfriados e reidratados ao ar, mostraram redução acentuada da resistência aos 7 dias de reidratação, de aproximadamente 30%, continuando a diminuir até aos 28 dias de reidratação e posteriormente recuperando parcialmente aos 56 dias de reidratação. Este comportamento está relacionado com a reidratação da portlandita com a umidade do meio, que é um processo expansivo, como foi relatado por Khoury (1992), Poon et al. (2001) e Neville (2015). Após 154 dias, a reidratação dos concretos resfriados lentamente sem água permitiu apenas uma recuperação reduzida e gradual da resistência residual relativamente aos 28 dias de reidratação, ou seja, foi insuficiente para reverter a degradação dos concretos expostos a 600°C e resfriados lentamente.

Yang et al. (2009) também observaram que a reidratação ao ar até 180 dias não proporcionou recuperação significativa da resistência residual dos concretos, já que, na reidratação em ambiente controlado, a umidade presente no ambiente não foi suficiente para que os mecanismos de reidratação proporcionassem a recuperação significativa da resistência ao final de 3 meses de reidratação sem saturação. Os autores obtiveram resistências residuais de 25% e 20% da resistência inicial, respectivamente para concretos com relação a/agl de 0,58 e 0,68, expostos durante duas horas a 600°C e reidratados ao ar durante 180 dias.

Sarshar e Khoury (1993) também observaram a redução da resistência do concreto nas primeiras idades de reidratação, que foi devida à expansão das camadas exteriores umedecidas. A recuperação posterior está associada à regeneração do gel de C-S-H.

Felicetti e Gambarova (1998) referem que as propriedades mecânicas residuais do concreto tendem a reduzir ao longo das primeiras semanas após o resfriamento sem água e que o período de redução até à resistência residual mínima pode variar entre 2 a 8 semanas, sendo que, posteriormente, a resistência começa a recuperar lentamente.

Li e Li (2010) obtiveram redução da resistência na reidratação ao ar durante 90 dias, após exposição a 600°C e 750°C e resfriamento lento.

Poon et al. (2001) observaram em seus experimentos que a reidratação ao ar em ambiente controlado e a reidratação com imersão em água proporcionaram a todos os concretos aquecidos e resfriados ao natural, de alta resistência e de resistência normal, confeccionados com cimento Portland sem e com incorporação de pozolanas, uma recuperação parcial da resistência residual, no entanto, mais significativa na reidratação com água. De acordo com os autores o ganho de resistência foi principalmente devido à reidratação do C-S-H.

A absorção de água pelos poros do concreto no resfriamento brusco permitiu que processos de reidratação da pasta desidratada ocorressem logo nos primeiros dias de reidratação, preenchendo parcialmente poros e fissuras com conseqüente recuperação parcial da resistência. Nas análises de DTG foi possível observar que em ambos os concretos resfriados com imersão em água ocorreu reidratação dos alumino-silicatos de cálcio e do gel de C-S-H. As análises de DTG e DRX realizadas também mostram que no concreto convencional ocorreu reidratação da portlandita, em maior grau comparativamente ao concreto especial.

Khoury (1992) constatou que a recuperação da resistência mecânica se deveu à reidratação do gel de C-S-H, assim como à hidratação de grãos de cimento não hidratados. Alonso e Fernandez (2004) também observaram a formação de C-S-H e a recristalização e formação de etringita através da reidratação.

Nos concretos resfriados lentamente as análises de DTG mostram que a reidratação ao final de 154 dias não provocou alterações significativas relativamente à condição inicial de reidratação, quer em termos de compostos reidratados, quer em termos de carbonatação.

Por outro lado as análises de DRX mostram aumento nos picos de portlandita no concreto convencional, o que indica ter ocorrido alguma reidratação do CaO. As análises de DRX no concreto com CCA1 mostram ter ocorrido alguma reidratação de alumino-silicatos de cálcio e reduzida reidratação da portlandita. A formação destes compostos, ainda que em pequeno

grau, terá contribuído para o preenchimento parcial de fissuras e poros, após o processo inicial expansivo, o que explica o pequeno aumento da resistência entre os 28 dias e 154 dias de reidratação após resfriamento lento. Porém, as alterações foram muito pequenas, e por isso, em ambos os concretos reidratados após exposição a 600°C e resfriamento lento não ocorreu recuperação significativa da resistência residual.

A presença de CCA não reduziu a deterioração devida ao processo expansivo associado à reidratação da portlandita, contrariamente ao observado por Khoury (1992).

5.3.2.2 Fase F: Influência da idade de reidratação na massa residual

A Tabela 5.45 resume os resultados experimentais obtidos para a massa residual do concreto convencional de cimento Portland e do concreto especial com CCA amorfa na etapa da reidratação.

Tabela 5.45 – Resultados experimentais obtidos para a massa residual na matriz F

Idade (dias)	Concreto	Resfriamento	$M_{cm,23}$ (g)	$M_{cm,1}$ (g)	sd (g)	cv (%)	M_{cm} residual ($M_{c,1}/M_{c,23}$)
1	CONV	Lento	3837,1	3609,1	11,96	0,33	0,941
1	CONV	Brusco	3825,1	3899,3	8,85	0,23	1,019
7	CONV	Lento	3831,9	3624,9	3,08	0,08	0,946
7	CONV	Brusco	3817,1	3770,9	10,36	0,27	0,988
28	CONV	Lento	3843,1	3639,5	40,45	1,11	0,947
28	CONV	Brusco	3845,7	3790,3	24,11	0,64	0,986
154	CONV	Lento	3817,6	3689,2	18,79	0,51	0,966
154	CONV	Brusco	3843,8	3812,3	18,51	0,49	0,992
1	CCA1	Lento	3868,0	3613,5	9,00	0,25	0,934
1	CCA1	Brusco	3858,4	3891,3	35,88	0,92	1,009
7	CCA1	Lento	3884,9	3639,9	26,69	0,73	0,937
7	CCA1	Brusco	3854,3	3755,6	30,20	0,80	0,974
28	CCA1	Lento	3900,1	3672,3	5,60	0,15	0,942
28	CCA1	Brusco	3867,7	3764,3	37,35	0,99	0,973
154	CCA1	Lento	3871,6	3688,3	17,69	0,48	0,953
154	CCA1	Brusco	3886,1	3804,1	28,97	0,76	0,979

Os resultados mostram que após o aquecimento a 600°C os corpos de prova resfriados com imersão em água absorveram uma quantidade considerável de água através dos poros, sendo que a massa saturada (medida um dia após o resfriamento brusco) superou a massa inicial dos concretos em todos os corpos de prova, conforme mostram os resultados no apêndice II,

relativo à etapa experimental principal, o que indica porosidade e microfissuração elevadas em ambos os concretos. Ao longo do período de reidratação a massa residual relativa variou em função do tipo de concreto e do modo de resfriamento.

De forma a avaliar a significância dos fatores controláveis tipo de concreto, modo de resfriamento e idade de reidratação na variável de resposta massa residual, foi realizada a análise ANOVA no STATISTICA 7.0. A Tabela 5.46 resume os resultados da análise de variância.

Tabela 5.46 – Análise ANOVA para a massa residual na matriz F

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Concreto (A)	0,00133	1	0,00133	348	0,000000000	S
Idade (B)	0,00193	3	0,00064	169	0,000000000	S
Resfriamento (C)	0,02357	1	0,02357	6184	0,000000000	S
A x B	0,00004	3	0,00001	4	0,019219113	S
A x C	0,00004	1	0,00004	11	0,002084956	S
B x C	0,00446	3	0,00149	390	0,000000000	S
A x B x C	0,00002	3	0,00001	2	0,121121828	NS
Erro	0,00012	32	0,00000			
Total		47				

Através da análise de variância, foi possível observar que, por ordem de significância, o modo de resfriamento (C), a interação entre idade de reidratação e modo de resfriamento (B x C), o tipo de concreto (A), a idade de reidratação (B), a interação entre tipo de concreto e modo de resfriamento (A x C) e a interação entre tipo de concreto e idade de resfriamento influenciaram a massa residual relativa. O fator modo de resfriamento foi o fator determinante na massa residual durante a reidratação.

A Figura 5.57 mostra a influência dos fatores controláveis e da interação entre fatores com significância estatística na variável de resposta massa residual durante a reidratação.

Considerando todos os resultados experimentais da etapa principal, o concreto com adição de CCA1 teve menor massa residual média, desde o resfriamento até ao final do período de reidratação. O resfriamento brusco provocou, em média, aumento de 5% na massa residual. Para os concretos resfriados lentamente, a massa residual aumentou de forma gradual até aos 28 dias e de forma mais acentuada após os 28 dias de reidratação.

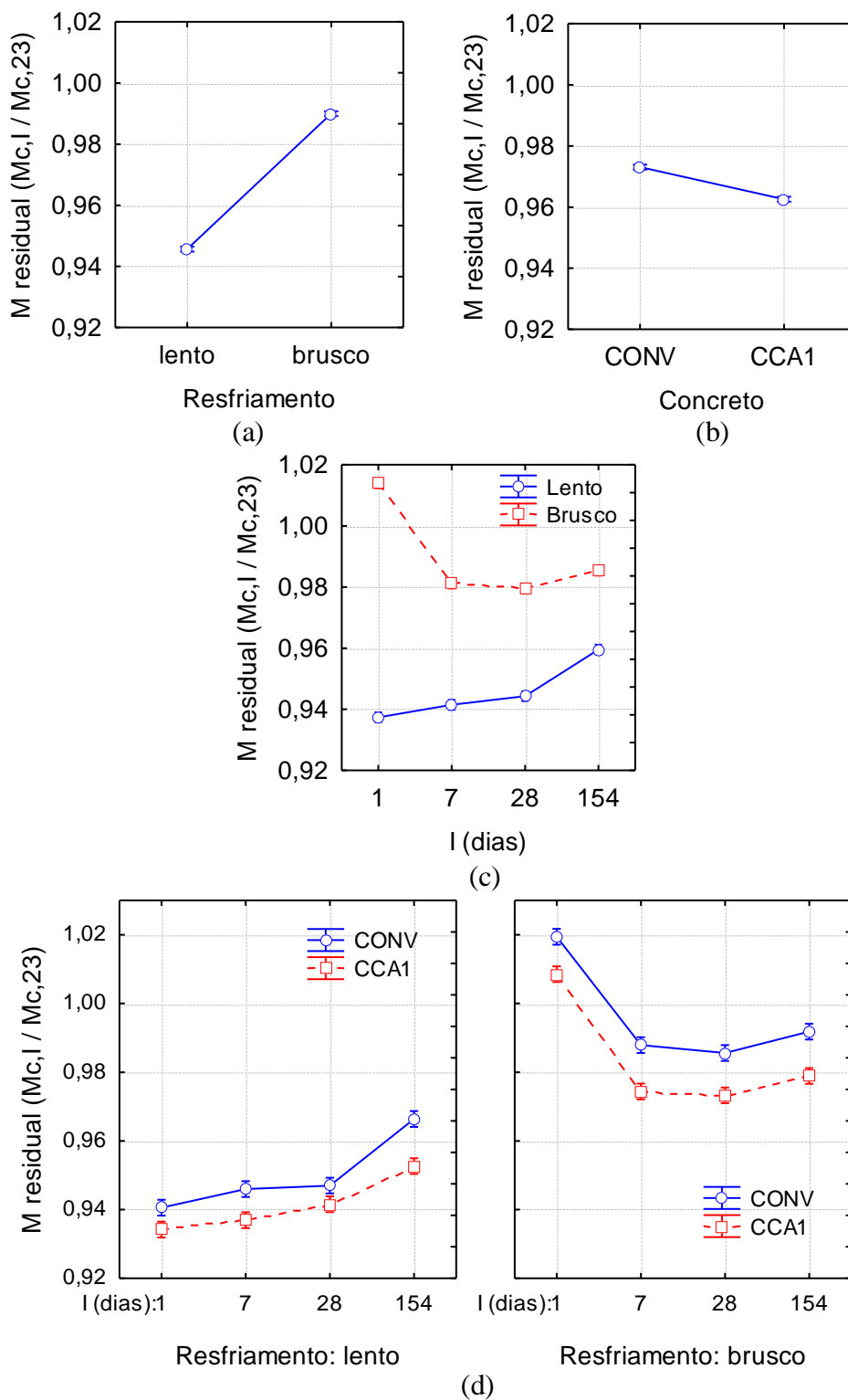


Figura 5.57 – Influência na massa residual durante a reidratação (a) modo de resfriamento (b) tipo de concreto (c) interação modo de resfriamento x idade de reidratação (d) interação tipo de concreto x modo de resfriamento x idade de reidratação

Nos concretos resfriados bruscamente a perda de massa ocorreu com maior intensidade nos primeiros 7 dias de reidratação e entre os 7 e 28 dias de reidratação a redução da massa residual estabilizou. Após 28 dias ocorreu uma ligeira recuperação da massa residual até aos 154 dias de reidratação em ambos os concretos. A perda de massa nas primeiras idades de reidratação após o resfriamento com água se deveu essencialmente à evaporação da água absorvida nos poros capilares e fissuras por secagem. Já o aumento da massa residual após o resfriamento lento indica que ocorreu absorção de umidade do meio.

Durante a reidratação os concretos apresentaram um comportamento próximo entre si. No resfriamento lento sem água, a massa residual relativa recuperou muito ligeiramente, 0,57% e 0,39%, respectivamente, para o concreto convencional e concreto com CCA1 nos primeiros 7 dias de reidratação. Após esse período a massa residual continuou aumentando até aos 28 dias, quer no concreto convencional e no concreto com CCA1. Este aumento pode ser explicado pela absorção da umidade proveniente do ambiente de reidratação.

Após 28 dias de reidratação a massa residual dos concretos resfriados lentamente aumentou de forma mais acentuada no concreto convencional, relativamente ao período anterior e relativamente ao concreto com CCA1. Isto significa que o concreto convencional terá tido maior grau de reidratação, como mostram os difratogramas, o que explica o maior aumento da resistência, comparativamente ao concreto com CCA1.

Logo após o resfriamento brusco, com imersão em água, ambos os concretos tiveram aumento significativo da massa devido à absorção da água através dos poros e das microfissuras, que se propagaram devido ao choque térmico.

Após 7 dias de reidratação em ambiente controlado a massa reduziu, 3,1% e 3,4%, respectivamente, para o concreto convencional e concreto com CCA1, devido essencialmente à perda de água para o meio, através dos poros e fissuras.

Após os primeiros 7 dias de reidratação, a massa residual tendeu a estabilizar até aos 28 dias e depois ocorreu ligeiro aumento na massa residual, devido à absorção da umidade no meio.

A Figura 5.58 compara as médias obtidas para a massa residual na reidratação dos concretos resfriados lentamente.

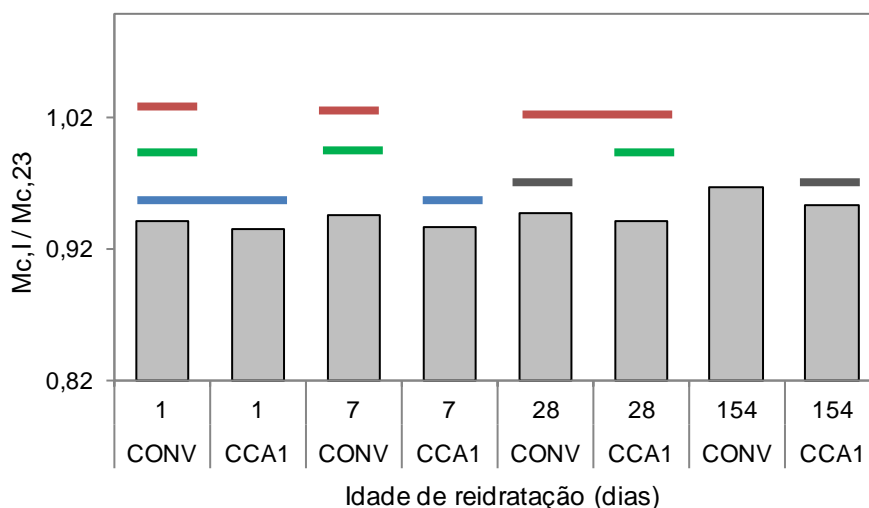


Figura 5.58 – Comparação de médias, através do teste de Tukey, para a massa residual durante a reidratação após resfriamento lento, considerando a interação tipo de concreto x idade de reidratação

Os resultados mostram que a massa residual do concreto convencional resfriado lentamente foi estatisticamente igual após 1, 7 e 28 dias de reidratação, porém a resistência residual reduziu nesse período de tempo. Isto indica que a redução da resistência terá sido devida ao aumento da microfissuração devido à expansão provocada pela reidratação do CaO com a umidade do meio. A massa residual do concreto com CCA1 foi igual para 1 e 7 dias de reidratação e as massas do concreto especial e do concreto convencional no 1 dia de reidratação foram estatisticamente iguais.

Após 28 dias de reidratação a massa residual do concreto com CCA1 foi igual à observada aos 7 dias. A massa residual do concreto especial aumentou entre 28 dias e 154 dias, tal como foi observado na resistência residual. O mesmo ocorreu com o concreto convencional.

Após 154 dias de reidratação a massa residual do concreto convencional foi estatisticamente superior à do concreto com CCA1, o que contraria parcialmente os resultados observados na resistência residual, já que, apesar da resistência do concreto convencional ter sido maior, estatisticamente as resistências residuais foram iguais.

A Figura 5.59 compara as médias obtidas para a massa residual na reidratação dos concretos resfriados bruscamente.

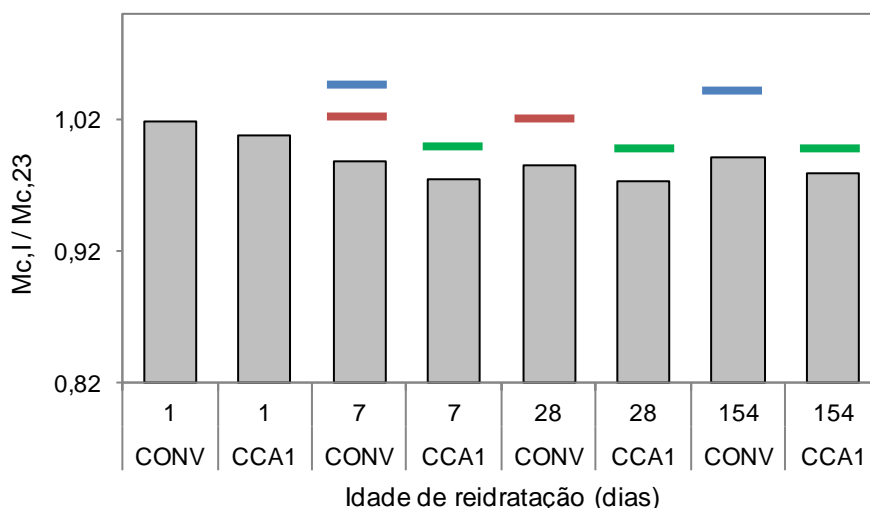


Figura 5.59 – Comparação de médias, através do teste de Tukey, para a massa residual durante a reidratação após resfriamento brusco, considerando a interação tipo de concreto x idade de reidratação

Através da comparação de médias se constatou que a massa residual do concreto convencional resfriado brusco foi estatisticamente igual após 7 e 28 dias de reidratação, assim como, para o período de 7 e 154 dias de reidratação, o que está de acordo com o observado na resistência residual, estatisticamente igual entre 7, 28 e 154 dias, conforme observado no item anterior.

A massa residual do concreto com CCA1 foi estatisticamente igual para 7, 28 e 154 dias de reidratação, sendo que o mesmo se observou na resistência residual.

5.3.2.3 Fase F: Influência da idade de reidratação na VPU residual

A Tabela 5.47 resume os resultados experimentais obtidos para a velocidade de pulso ultrassônico (VPU) do concreto convencional de cimento Portland e do concreto especial com CCA amorfa (CCA1), na etapa da reidratação. Os resultados da Tabela mostram que os concretos resfriados com imersão em água alcançaram sempre velocidades de propagação maiores que os mesmos concretos na condição seca, devido à influência da umidade e à formação de compostos reidratados. A VPU residual obtida 1 dia após resfriamento brusco foi 45% superior à obtida após resfriamento lento, o que indica que a influência da saturação dos poros em concretos substancialmente fissurados e porosos nos resultados da VPU é maior do que a relatada na literatura para concretos convencionais íntegros, de aproximadamente 5% na temperatura ambiente (Malhotra e Carino, 2004).

Tabela 5.47 – Resultados experimentais obtidos para a VPU residual na matriz F

Idade (dias)	Concreto	Resfriamento	VPU _{cm,23} (m/s)	VPU _{cm,1} (m/s)	sd (m/s)	cv (%)	VPU _{cm} residual (VPU _{c,1} /VPU _{c,23})
1	CONV	Lento	4637,07	1851,27	173,29	9,36	0,3994
1	CONV	Brusco	4684,06	2717,02	92,16	3,39	0,5802
7	CONV	Lento	4669,54	1844,87	65,43	3,55	0,3951
7	CONV	Brusco	4665,67	2652,70	26,61	1,00	0,5685
28	CONV	Lento	4691,27	1803,78	30,87	1,71	0,3845
28	CONV	Brusco	4676,82	2573,78	109,27	4,25	0,5505
154	CONV	Lento	4683,99	1983,93	120,50	6,07	0,4235
154	CONV	Brusco	4665,74	2470,43	209,93	8,50	0,5296
1	CCA1	Lento	4823,65	1803,56	42,65	2,36	0,3740
1	CCA1	Brusco	4843,30	2282,09	49,68	2,18	0,4712
7	CCA1	Lento	4827,60	1758,38	126,18	7,18	0,3642
7	CCA1	Brusco	4870,31	2298,03	14,53	0,63	0,4719
28	CCA1	Lento	4811,93	1581,19	72,98	4,62	0,3286
28	CCA1	Brusco	4886,08	2221,04	65,80	2,96	0,4546
154	CCA1	Lento	4831,39	1975,20	90,76	4,59	0,4090
154	CCA1	Brusco	4839,04	2225,15	84,67	3,81	0,4598

Através da análise de variância, foi possível observar que, por ordem de significância, o modo de resfriamento (C), o tipo de concreto (A), a interação entre tipo de concreto e modo de resfriamento (A x C), assim como, a interação entre idade de reidratação e modo de resfriamento (B x C) e o fator idade de reidratação (B) influenciaram a VPU residual. O fator modo de resfriamento foi determinante para a variação da VPU residual no período de reidratação (Tabela 5.48).

Tabela 5.48 – Análise ANOVA para a VPU residual na matriz F

Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	p-value	SIG
Concreto (A)	0,046521	1	0,046521	91,22	0,000000000	S
Idade (B)	0,005618	3	0,001873	3,67	0,022203413	S
Resfriamento (C)	0,190530	1	0,190530	373,61	0,000000000	S
A x B	0,001849	3	0,000616	1,21	0,322422796	NS
A x C	0,011216	1	0,011216	21,99	0,000048864	S
B x C	0,009126	3	0,003042	5,96	0,002380510	S
A x B x C	0,000753	3	0,000251	0,49	0,690025126	NS
Erro	0,016319	32	0,000510			
Total		47				

A Figura 5.60 mostra graficamente a influência dos fatores controláveis e da interação entre fatores com significância estatística na variável resposta VPU residual, na reidratação.

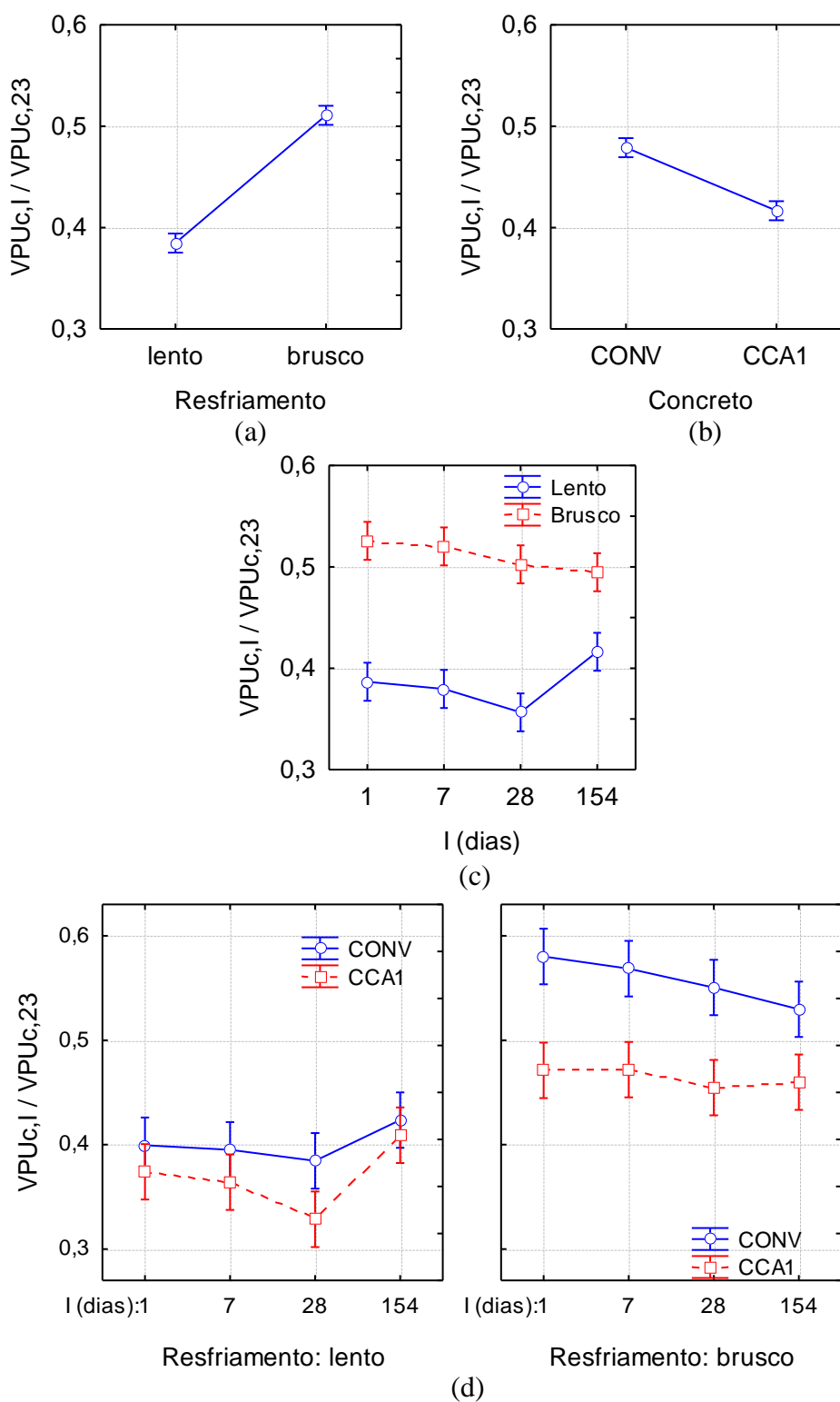


Figura 5.60 – Influência na VPU residual durante a reidratação (a) modo de resfriamento (b) tipo de concreto (c) interação modo de resfriamento x idade de reidratação (d) interação tipo de concreto x modo de resfriamento x idade de reidratação

Considerando todos os ensaios, o concreto com CCA1 obteve VPU residual média 13% inferior à velocidade observada no concreto convencional, indicando maior degradação.

O resfriamento brusco provocou aumento substancial na média da VPU residual, de 0,38 para 0,51, devido à saturação dos poros e formação de compostos reidratados.

A influência do modo de resfriamento na VPU residual foi estatisticamente diferente para os dois concretos, sendo que no concreto com CCA1 a diferença entre resfriamento lento e brusco foi menos acentuada.

Na interação entre idade de reidratação, modo de resfriamento e tipo de concreto foi possível observar que após resfriamento lento a VPU dos concretos, convencional e com CCA1, apresentou redução mais acentuada aos 28 dias e após esse período aumentou, tal como foi observado na evolução da resistência.

No concreto convencional resfriado lentamente, tanto a redução quanto o aumento na VPU foram menos acentuados do que no concreto especial. No concreto com CCA1 resfriado lentamente a VPU residual variou de 36% a 32% da velocidade inicial, respectivamente, 1 dia após o aquecimento e ao fim de 28 dias de reidratação. Após 154 dias, a VPU aumentou e foi aproximadamente 40% da obtida na temperatura ambiente.

Após resfriamento brusco, no concreto convencional a VPU residual diminuiu praticamente de forma linear ao longo de todo o período de reidratação. No concreto com CCA1 a VPU residual manteve-se inalterada nos primeiros 7 dias de reidratação. Entre 7 e 28 dias de a VPU reduziu de forma menos acentuada do que a observada no concreto convencional e entre 28 e 154 dias os valores residuais estabilizaram.

No concreto convencional resfriado com imersão em água a redução da VPU durante o período de reidratação está associada à redução da umidade devido à evaporação da água livre nos poros.

Para o resfriamento lento a redução da VPU durante a reidratação terá sido afetada pela microfissuração provocada pela expansão da pasta, devido à reidratação do CaO. O aumento da VPU durante o período de reidratação indica a absorção de umidade e formação de novos compostos reidratados.

A Figura 5.61 apresenta a comparação de médias obtida através do teste de Tukey para a reidratação dos corpos de prova resfriados lentamente.

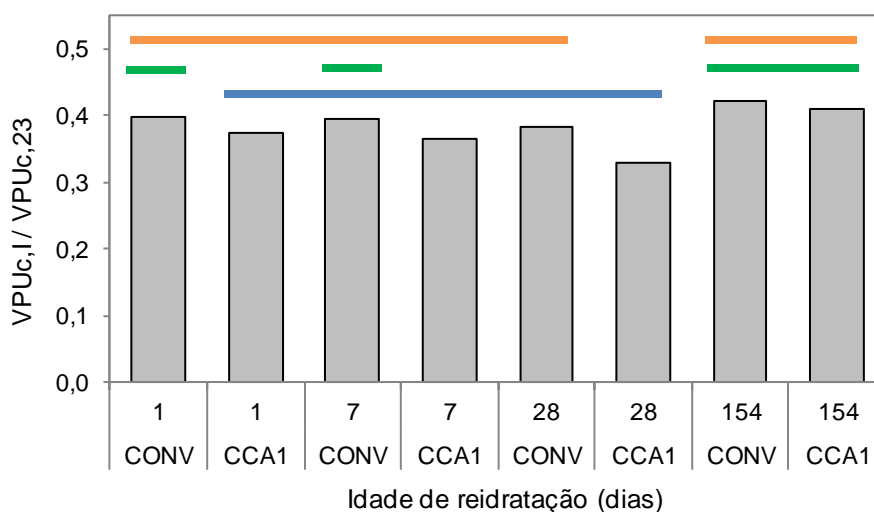


Figura 5.61 – Comparação de médias, através do teste de Tukey, para a VPU residual durante a reidratação após resfriamento lento, considerando a interação tipo de concreto x idade de reidratação

O teste de Tukey mostra que as médias da VPU residual foram estatisticamente iguais para os corpos de prova resfriados lentamente e reidratados durante 154 dias, exceto aos 28 dias de reidratação para o concreto com CCA1, cuja VPU foi estatisticamente inferior à obtida aos 154 dias de reidratação. A comparação das médias da VPU difere da constatada na resistência, já que, as resistências residuais do concreto convencional e do concreto com CCA1 foram estatisticamente iguais entre si em cada idade e estatisticamente diferentes após 1, 7, 28 e 154 dias de reidratação. Os resultados da VPU indicam que não ocorreu alteração significativa na uniformidade dos concretos resfriados lentamente, desde o resfriamento até ao final do período de reidratação. Yang et al. (2009) também observaram que a VPU residual do concreto resfriado lentamente não sofreu mudança significativa ao longo de 180 dias de reidratação ao ar.

Por outro lado, a resistência residual após 154 dias foi estatisticamente inferior à resistência obtida após o resfriamento, ou seja, existe alguma discrepância entre os resultados da VPU residual e resistência residual. A diferença nos resultados pode estar associada à presença de água nos poros ou à fissuração dos corpos de prova.

A Figura 5.62 apresenta a comparação de médias obtida através do teste de Tukey para a reidratação dos corpos de prova resfriados bruscamente.

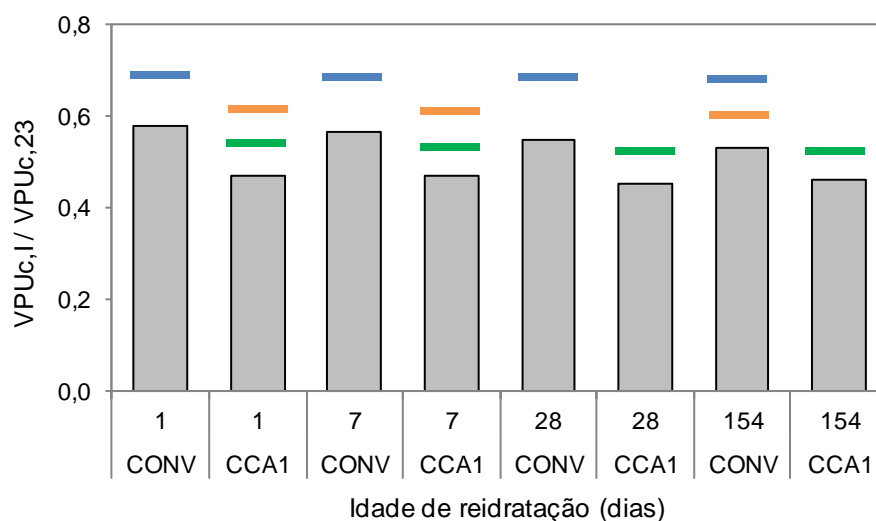


Figura 5.62 – Comparação de médias, através do teste de Tukey, para a VPU residual durante a reidratação após resfriamento brusco, considerando a interação tipo de concreto x idade de reidratação

As médias obtidas para a VPU residual no concreto convencional foram estatisticamente iguais em todas as idades de reidratação, assim como no concreto com CCA1. Em cada idade de reidratação a VPU residual do concreto com CCA1 foi estatisticamente inferior à obtida no concreto convencional, indicando que o concreto mais resistente sofreu maiores danos com a exposição às altas temperaturas e resfriamento brusco, e que esses danos se mantiveram superiores aos do concreto convencional, durante todo o período de reidratação. Para o primeiro dia de reidratação estes resultados diferem dos obtidos na resistência residual, que foi estatisticamente igual após 7, 28 e 154 dias de reidratação. A divergência entre a VPU e a resistência no primeiro dia de reidratação pode ser explicada pela saturação dos poros e microfissuras, já que a energia de pulso ultrassônico pode percorrer o líquido. Yang et al. (2009) e Lin et al. (2011) constataram evolução similar entre a resistência residual e a VPU residual de concretos com diferentes relações a/agl , resfriados lentamente e reidratados, quer ao ar e com imersão em água, durante 180 dias. Os autores observaram também que as diferentes misturas de concreto não influenciaram os resultados da VPU.

5.3.3 Comparação com os resultados de outros pesquisadores

Na Figura 5.63 comparam-se os resultados experimentais obtidos na etapa principal deste trabalho, relativamente à resistência residual obtida após a reidratação em ambiente

controlado dos concretos convencional (CONV) e com CCA amorfa (CCA1), resfriados lentamente (L) e bruscamente (B), com os resultados experimentais de outros pesquisadores, obtidos em concreto de alto desempenho (CAD) e concretos convencionais (CC) reidratados ao ar.

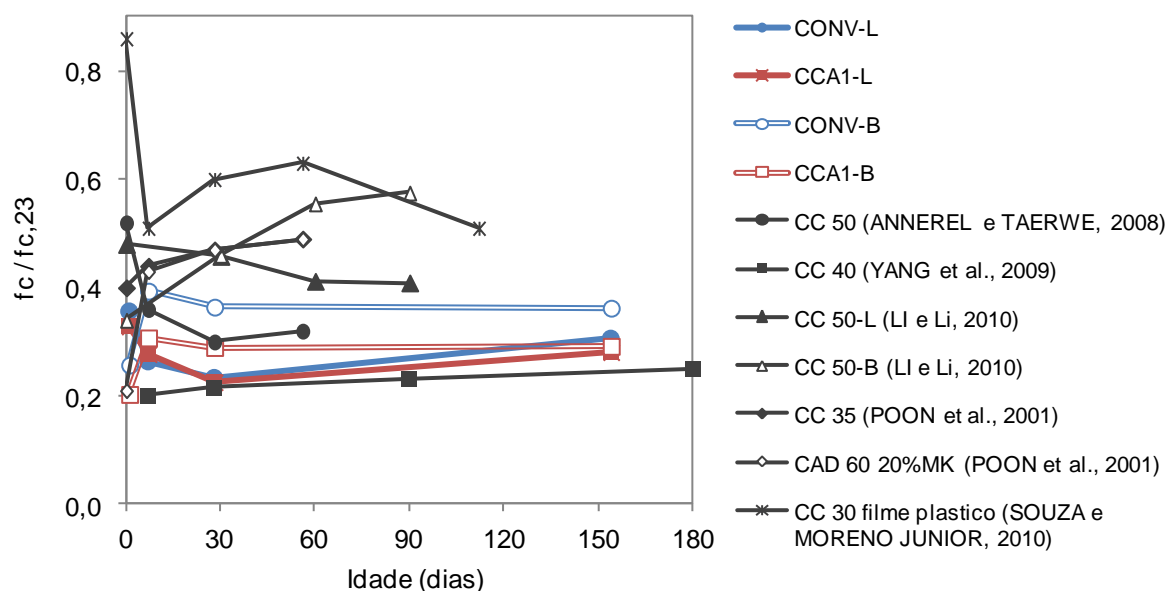


Figura 5.63 – Comparação de resultados com outros pesquisadores, para a resistência à compressão na etapa principal (reidratação)

Os resultados mostram que existe uma variabilidade considerável entre os vários pesquisadores, associada à diferente composição dos concretos, distintas condições de aquecimento (taxa de aquecimento, tempo de exposição) e variação no ambiente de reidratação, relativamente a temperatura e umidade, na maior parte dos casos, não especificadas na literatura. De forma geral, os resultados experimentais obtidos nesta pesquisa, assim como, os resultados de vários autores (ANEREL e TAERWE, 2008; YANG et al., 2009; LI et al., 2010) mostram que nas primeiras idades de reidratação após resfriamento lento ocorre uma redução na resistência residual, observando-se pequena recuperação em idades mais avançadas. As curvas de evolução da resistência em função da idade de reidratação obtidas nesta pesquisa para os concretos resfriados lentamente se aproximam das curvas obtidas por Annerel e Taerwe (2008), para concreto convencional de 50 MPa, Yang et al. (2009), para concreto convencional de 45 MPa, e Li e Li (2010) para concreto convencional de 50 MPa. Para os concretos resfriados bruscamente, as curvas experimentais apresentam configuração mais próxima à obtida por Poon et al. (2001) para o concreto de alto desempenho, com resistência média de 60 MPa.

5.3.4 Correlação entre variáveis de resposta

Neste item são apresentados os resultados obtidos na análise de regressão, relativamente à etapa principal, para avaliar o grau de correlação entre as variáveis de resposta. Os coeficientes de correlação, R , foram obtidos a partir dos coeficientes de determinação, R^2 . Para valores de R próximos de 1 pode-se considerar que existe relação forte entre variáveis.

5.3.4.1 Correlação entre resistência à compressão e massa

A Figura 5.64 apresenta a correlação entre a perda de massa e a resistência residual, obtida através de análise de regressão dos resultados obtidos na etapa principal.

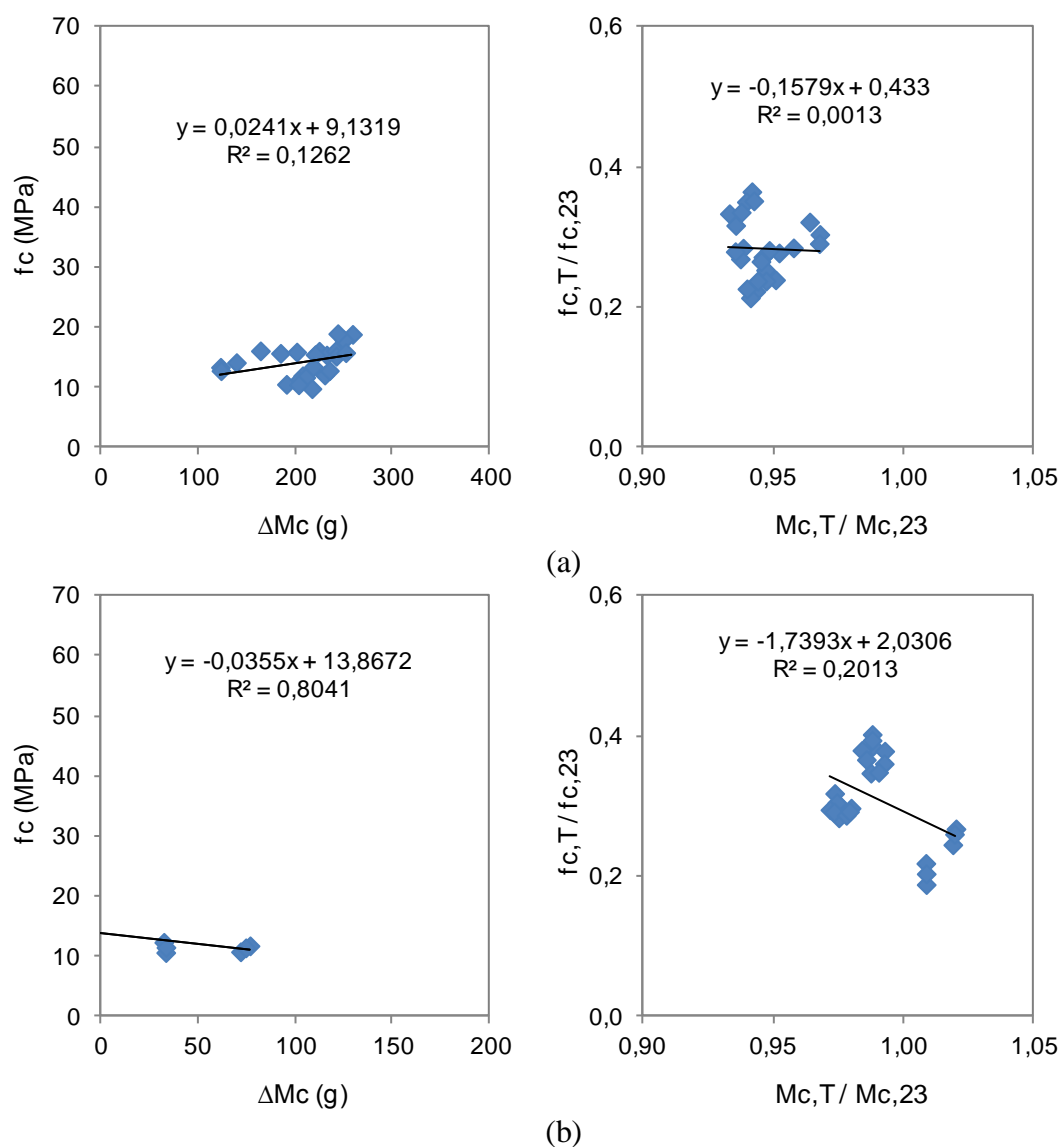


Figura 5.64 – Correlação entre a resistência à compressão e a massa obtidas na etapa principal (a) após resfriamento lento (b) após resfriamento brusco

Observou-se que, quer para os valores experimentais absolutos, quer relativos, a correlação entre resistência residual e perda de massa não foi satisfatória para os corpos de prova resfriados lentamente e reidratados em ambiente controlado. Não foi possível estabelecer qualquer correlação entre a massa residual e a resistência à compressão. A melhor curva de ajuste foi obtida através do modelo de regressão linear, com coeficiente de correlação, R , igual a 0,13.

Por outro lado, considerando valores absolutos para a resistência e para a perda de massa, na reidratação após imersão em água se obteve correlação aceitável entre resistência residual e massa residual, com coeficiente de correlação R igual a 0,90, obtido através do modelo de regressão linear. A correlação indica que na reidratação dos concretos saturados a resistência aumenta, indicando a formação de compostos hidratados, e a massa reduz, devido à evaporação da água. Apesar do coeficiente de correlação ser satisfatório os resultados mostram estar divididos em 2 grupos, ou seja, a função de correlação entre massa e resistência não é contínua.

5.3.4.2 Correlação entre resistência à compressão e VPU

A Figura 5.65 apresenta a correlação entre as variáveis de resposta resistência residual à compressão e VPU, com base nos valores obtidos nos ensaios durante a reidratação, considerando valores absolutos e valores residuais relativos à temperatura ambiente.

Não foi possível obter boa correlação entre a VPU e a resistência residual na reidratação, quer após resfriamento lento, quer após resfriamento brusco. Os resultados indicam que na reidratação do concreto pode ser difícil correlacionar diretamente a VPU com a resistência, devido à aleatoriedade dos fatores intervenientes, entre os quais, a absorção de umidade, a extensão, orientação e localização da microfissuração, assim como, a formação de novos compostos reidratados. Dessa forma, o estado de regeneração e a condição de umidade dos corpos de prova são fatores que devem ser levados em conta na interpretação dos resultados.

Yang et al. (2009) não observaram redução significativa da VPU ao longo do período de reidratação durante 180 dias, porém, obtiveram uma correlação forte entre a redução da VPU residual e a redução da resistência residual, com coeficientes de correlação, R , na ordem de 0,94, para o modelo de regressão linear.

Apesar de não existir correlação entre os resultados experimentais da VPU e resistência, os valores absolutos indicam estados de integridade dos concretos entre “pobre” e “muito pobre”, o que está de acordo com as baixas resistências residuais obtidas.

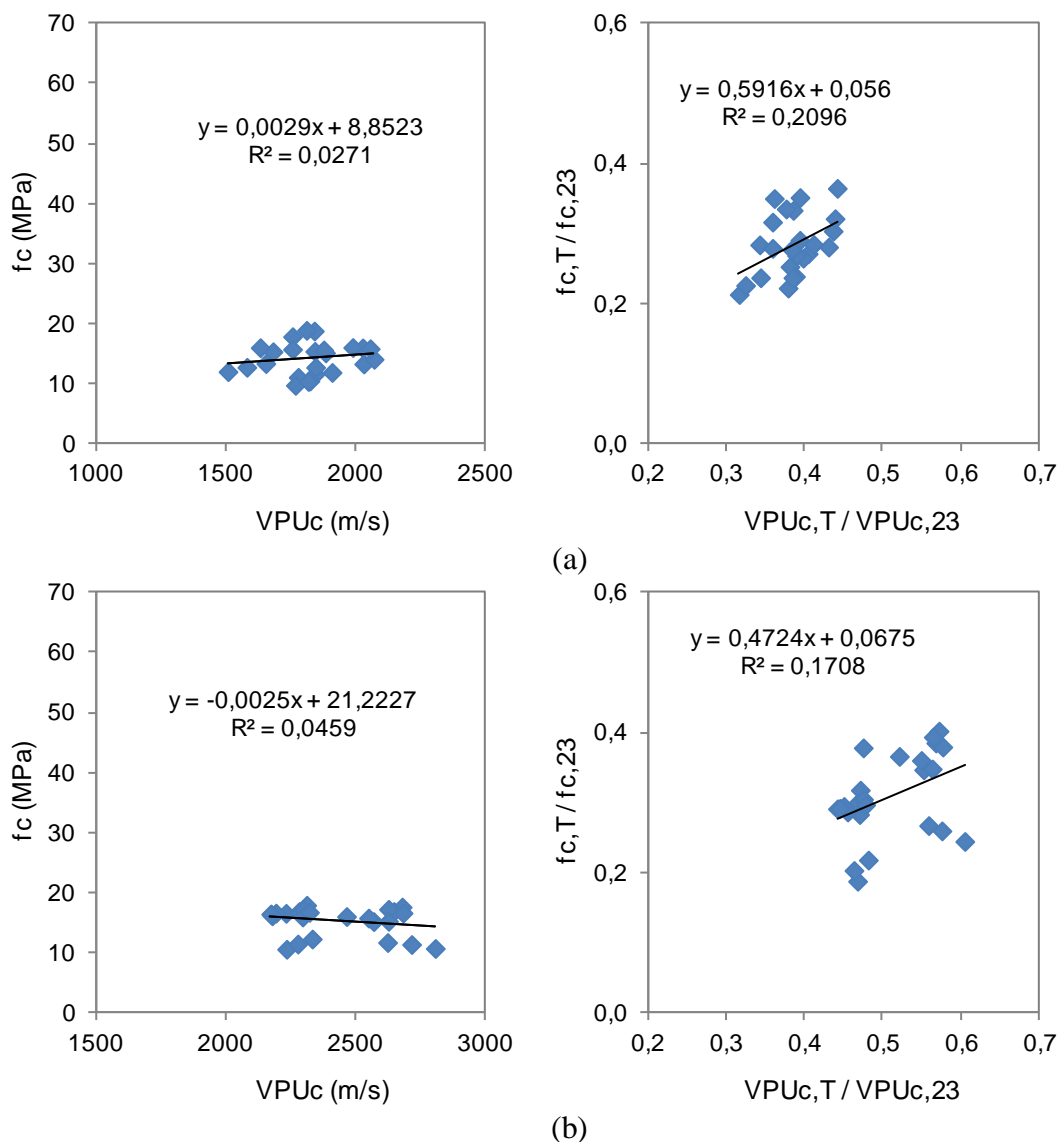


Figura 5.65 – Correlação entre a resistência à compressão e a VPU obtidas na etapa principal (a) após resfriamento lento (b) após resfriamento brusco

5.3.4.3 Correlação entre massa e VPU

A Figura 5.66 apresenta a correlação entre as variáveis de resposta massa residual e VPU com base nos ensaios realizados na etapa principal, em valores absolutos e valores residuais relativos à temperatura ambiente.

Não foi possível obter qualquer correlação entre a VPU e a perda de massa e massa residual na reidratação, quer após resfriamento lento quer após resfriamento brusco.

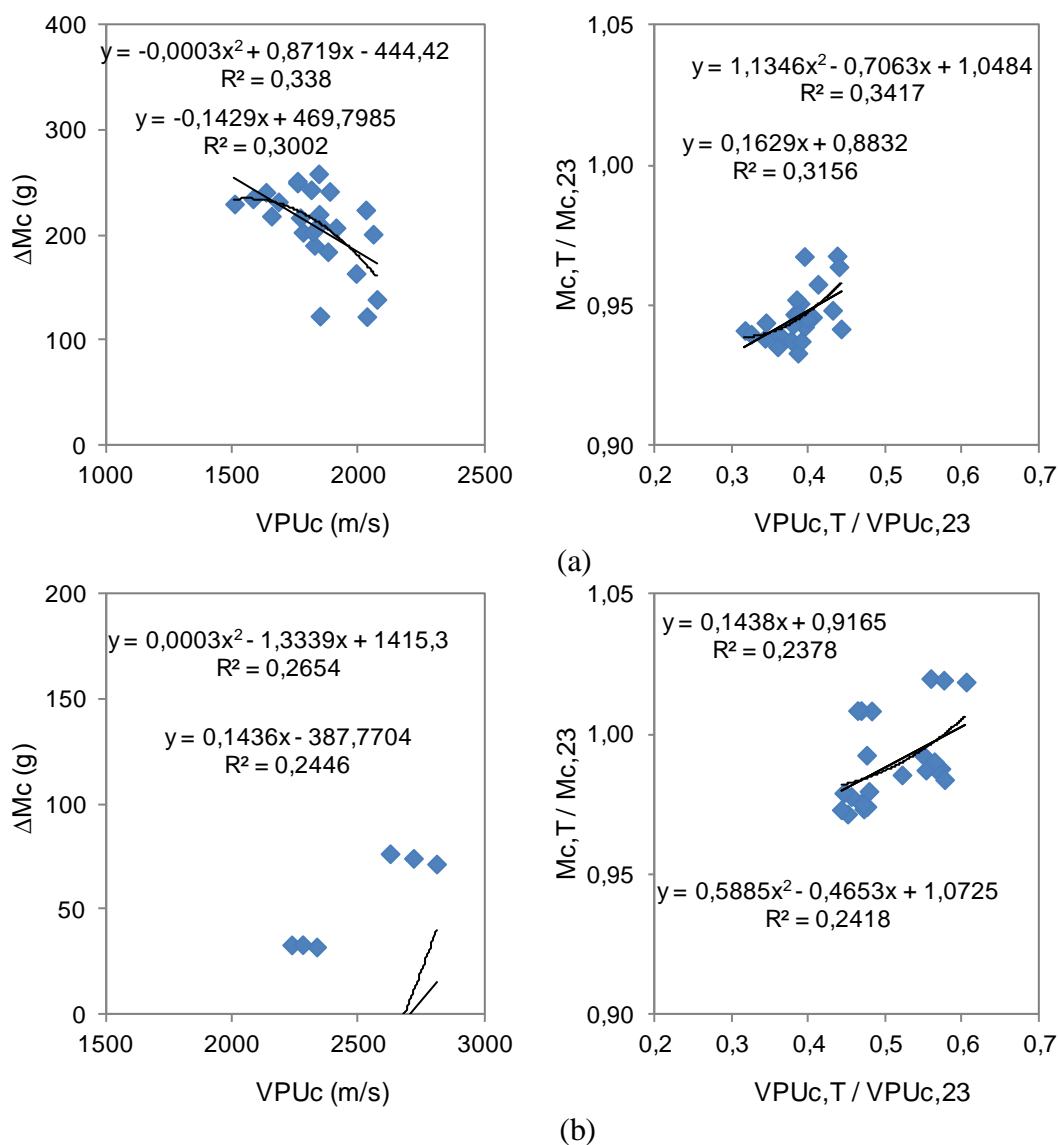


Figura 5.66 – Correlação entre a VPU e a massa obtidas na etapa principal (a) após resfriamento lento (b) após resfriamento brusco

Os resultados indicam que existem vários fatores, como teor de umidade do concreto, associado ao modo de resfriamento, e formação de compostos reidratados, que influenciam simultaneamente e de forma diferenciada a variação da massa durante o processo de reidratação, o que provocou a descontinuidade e dispersão nos resultados.

5.3.5 Análise visual da fissuração superficial

A Figura 5.67 mostra a grau avançado de fissuração nos concretos resfriados lentamente e bruscamente, 1 dia após a exposição a 600°C, durante o tempo *steady state*.

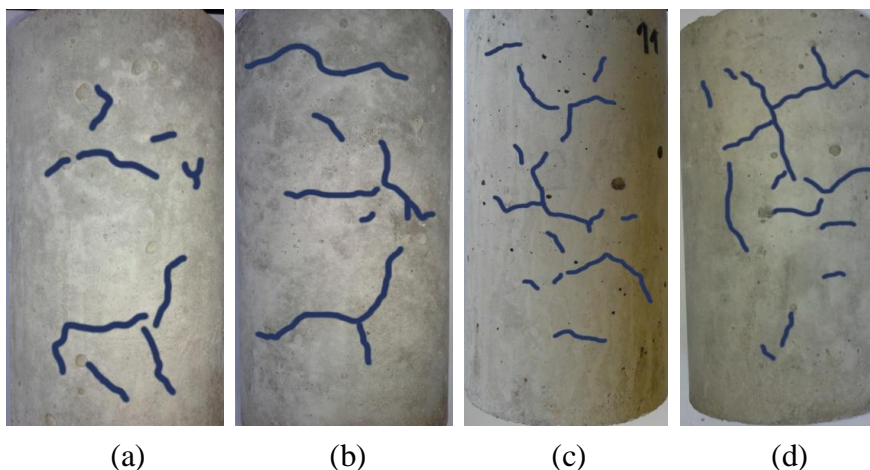


Figura 5.67 – Fissuração superficial devida ao resfriamento após a exposição a 600°C (a) concreto convencional resfriado lentamente (b) concreto convencional resfriado bruscamente (c) concreto com CCA1 resfriado lentamente (d) concreto com CCA1 resfriado bruscamente

Após resfriamento lento, a fissuração superficial no concreto com CCA1 foi mais extensa, em comparação ao concreto convencional, porém, a abertura máxima de fissura, com valor médio de 0,10 mm, foi inferior à observada no concreto convencional, igual a 0,15 mm. O resfriamento brusco não agravou substancialmente a extensão da fissuração superficial no concreto com CCA1, porém, com o resfriamento brusco a abertura de fissura aumentou para 0,17 mm.

No concreto convencional a extensão da fissuração aumentou com o resfriamento brusco, porém a abertura de fissura não aumentou, relativamente ao resfriamento lento. A fissuração superficial mostrou variação, porém os resultados são coerentes com os obtidos para a resistência residual.

As Figuras 5.68 e 5.69 mostram que em ambos os concretos resfriados lentamente ao longo de 154 dias de reidratação não se observou, através da inspeção visual, alterações consideráveis na extensão da fissuração superficial dos corpos de prova.

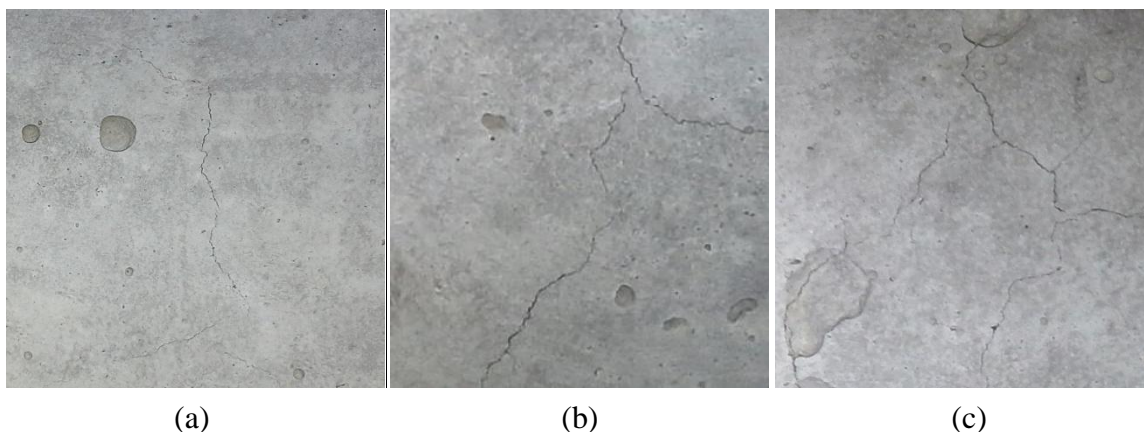


Figura 5.68 – Fissuração superficial durante a reidratação do concreto convencional resfriado lentamente (a) 1 dia (b) 7 dias (c) 154 dias

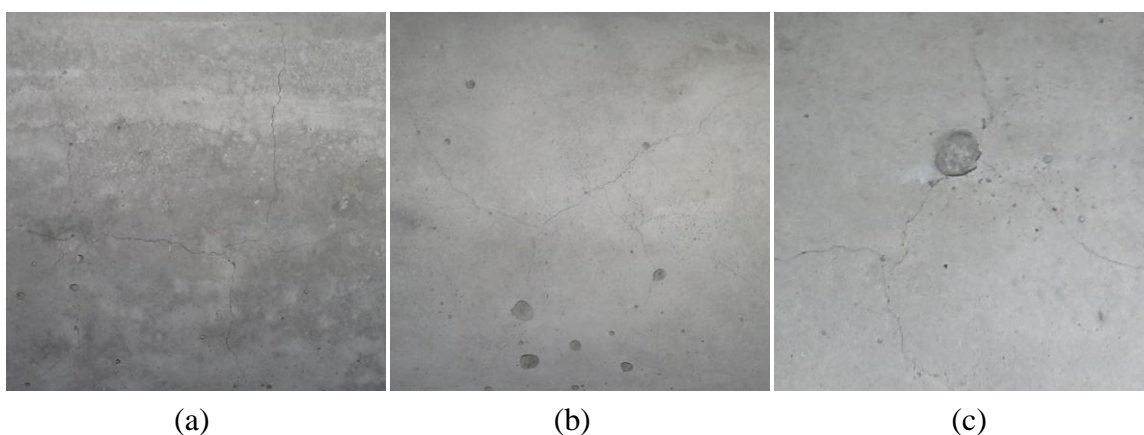


Figura 5.69 – Fissuração superficial durante a reidratação do concreto com CCA1 resfriado lentamente (a) 1 dia (b) 7 dias (c) 154 dias

As Figuras 5.70 e 5.71 mostram que em ambos os concretos resfriados bruscamente ao longo de 154 dias de reidratação também não se observaram, através da avaliação visual, alterações consideráveis na fissuração superficial dos corpos de prova.

A evolução da fissuração superficial observada ao longo do período de reidratação, sem alteração aparente, é coerente com os resultados da VPU, onde também não ocorreu variação estatisticamente significativa durante os 154 dias de reidratação.

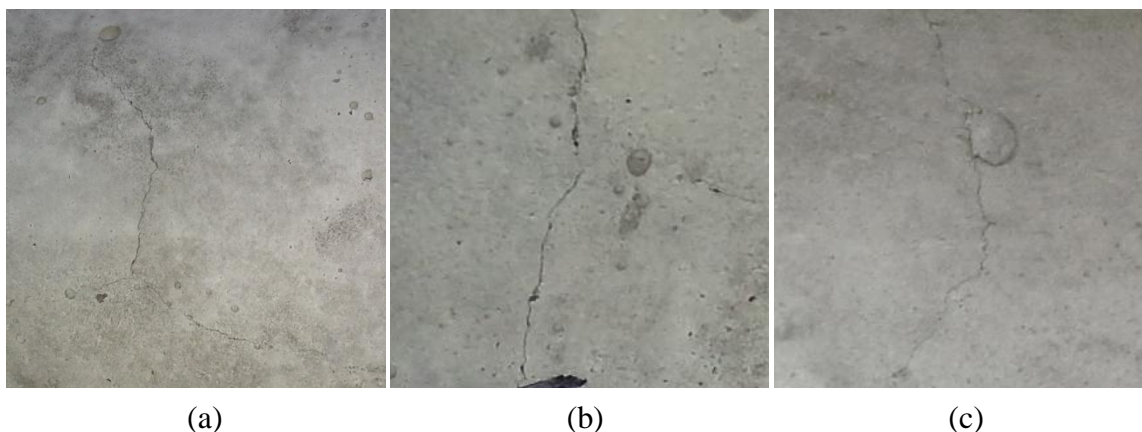


Figura 5.70 – Fissuração superficial durante a reidratação do concreto convencional resfriado bruscamente (a) 1 dia (b) 7 dias (c) 154 dias

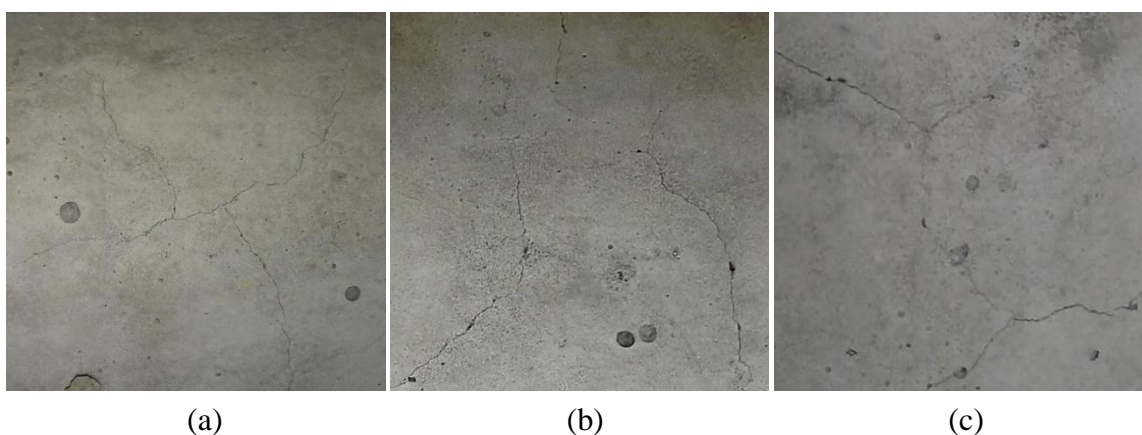


Figura 5.71 – Fissuração superficial durante a reidratação do concreto com CCA1 resfriado bruscamente (a) 1 dia (b) 7 dias (c) 154 dias

Harada et al. (1972) também observaram em seus experimentos que as fissuras resultantes da exposição do concreto a 500°C não foram fechadas durante o processo de reidratação.

Chung e Law (1985) constataram que a fissuração excessiva do concreto pode dificultar as medições da VPU, e, conseqüentemente, limitar a utilização desta técnica para a determinação da profundidade das camadas danificadas pela ação das altas temperaturas.

5.4 DISTRIBUIÇÃO DE TEMPERATURAS NOS CONCRETOS

A Figura 5.72 apresenta a distribuição das temperaturas durante o aquecimento, até à uniformização da temperatura em toda a massa dos corpos de prova, para o concreto convencional e para o concreto com CCA1.

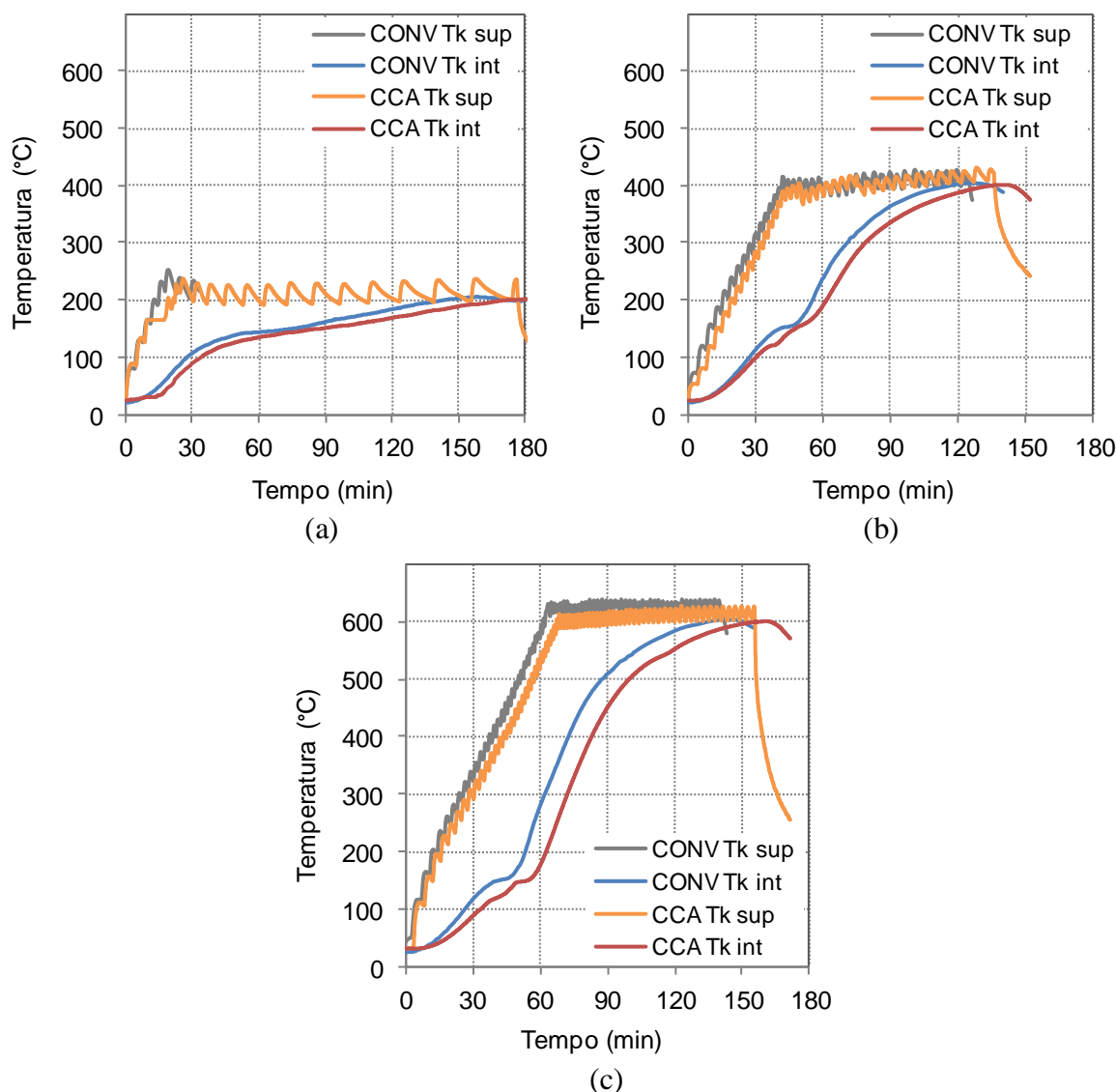


Figura 5.72 – Evolução das temperaturas nos corpos de prova de concreto durante o aquecimento (a) 200°C (b) 400°C (c) 600°C

Através das curvas da Figura é possível observar que a condução de calor na massa dos concretos é não linear. A configuração das curvas de aquecimento do concreto convencional e do concreto especial com CCA1, obtidas através dos termopares tipo k na superfície (Tk sup) e no núcleo (Tk int) dos corpos de prova, foi similar, se observando um atraso entre a temperatura na superfície do corpo de prova (Tk sup), aproximadamente igual à temperatura

programada no forno, e a temperatura no núcleo do corpo de prova ($T_{k \text{ int}}$), devido à evaporação da água no concreto.

Para a temperatura de ensaio de 600°C se observaram 4 trechos distintos nas curvas de aquecimento internas. O primeiro trecho vai até aproximadamente 150°C e corresponde ao início da evaporação da água livre nos capilares e da água quimicamente combinada nos aluminatos e nos silicatos de cálcio hidratados. Aproximadamente em 150°C se observa um segundo trecho, praticamente horizontal, que indica a evaporação da água livre no núcleo do corpo de prova, sendo que enquanto a água não evapora totalmente a temperatura se mantém praticamente constante, dentro do corpo de prova. De acordo com Phan et al. (2000) à medida de que a temperatura de ensaio aumenta, uma frente de umidade vai avançando da superfície para o centro do corpo de prova, devido ao calor, e aproximadamente em 100°C ocorre uma redução da taxa de aquecimento no núcleo devido à evaporação da água, e, conseqüentemente, aumenta o gradiente térmico entre a superfície e o núcleo do corpo de prova. Entre 150°C e 450°C a temperatura no núcleo do concreto aumentou de forma mais rápida, e acima de 450°C a evolução da temperatura no núcleo do corpo de prova ocorreu de forma menos acentuada até igualar a temperatura na face exterior do corpo de prova.

No patamar de 400°C também foram observados 4 trechos distintos nas curvas de aquecimento para ambos os concretos, sendo que a principal diferença relativamente ao patamar de 600°C se observou acima de 300°C , com redução da taxa de aumento da temperatura no núcleo.

No nível de temperatura de 200°C a evolução da temperatura no interior dos concretos foi substancialmente mais lenta, especialmente acima de 150°C , devido à evaporação da água no concreto, proveniente da desidratação dos aluminatos de cálcio hidratados e do C-S-H, conforme mostram as análises térmicas.

O gráfico da Figura 5.73 compara os tempos necessários para atingir o estado uniforme de temperatura nos corpos de prova (*steady state*). Apesar de a configuração ter sido similar nas curvas de aquecimento de ambos concretos, os tempos necessários para a uniformização das temperaturas mostram que o estado *steady state* foi atingido mais cedo no concreto convencional, em todas as temperaturas de ensaio.

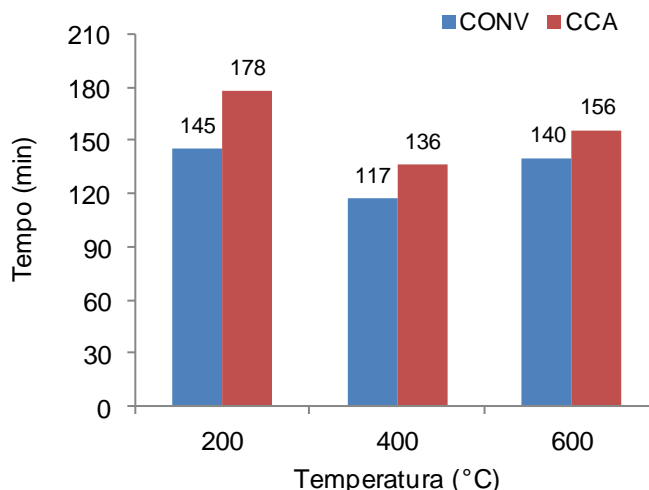


Figura 5.73 – Tempo de exposição necessário para se atingir o estado térmico *steady state* nos corpos de prova de concreto

Durante os ensaios de distribuição de temperatura, as temperaturas registradas no termopar de superfície no concreto convencional foram ligeiramente superiores às temperaturas registradas na superfície do concreto com CCA1, o que poderá estar associado à emissividade do concreto, como constatou Santos (2012).

De forma geral, o concreto com CCA1 esteve submetido a maiores gradientes térmicos durante mais tempo do que o concreto convencional, como mostra a Figura 5.74, o que provocou o aumento na microfissuração do concreto e, conseqüentemente, maior degradação da resistência, devido à ação das altas temperaturas. Os gradientes térmicos foram obtidos através da diferença entre a temperatura na superfície e no interior dos corpos de prova.

Outros fatores podem ter influenciado a distribuição de temperaturas nos concretos, entre os quais, diferentes condutividades térmicas e o teor de umidade dos corpos de prova na hora do ensaio. A condutividade térmica depende de vários fatores, especificamente, temperatura de exposição, porosidade, teor de umidade, tipo de agregado e tipo de aglomerante utilizado na mistura do concreto. A condutividade térmica diminui com o aumento da temperatura. Concretos mais porosos apresentam habitualmente condutividade térmica inferior, devido à condutividade do ar e da água, presentes nos poros, ser substancialmente menor do que a condutividade do aglomerante e dos agregados; a água possui condutividade superior à do ar, por isso, concretos com maior teor de umidade tendem a apresentar maior condutividade térmica; por sua vez, agregados mais cristalinos possuem maior capacidade de conduzir calor. (Neville, 2015; Harmathy, 1970; Zoldners, 1971). Vários autores reportaram que a utilização de adições com características pozolânicas provocou uma redução na condutividade térmica

do concreto, devido à sílica em estado amorfo ter condutividade térmica 15 vezes inferior à sílica cristalina (FU e CHUNG, 1999; DEMIRBOGA, 2007). Nos resultados de Demirboga (2007) a condutividade térmica do concreto foi inversamente proporcional ao aumento do teor das adições e da densidade, porém, a redução da condutividade térmica foi significativamente mais influenciada pelo tipo e teor das adições minerais do que pela densidade dos concretos.

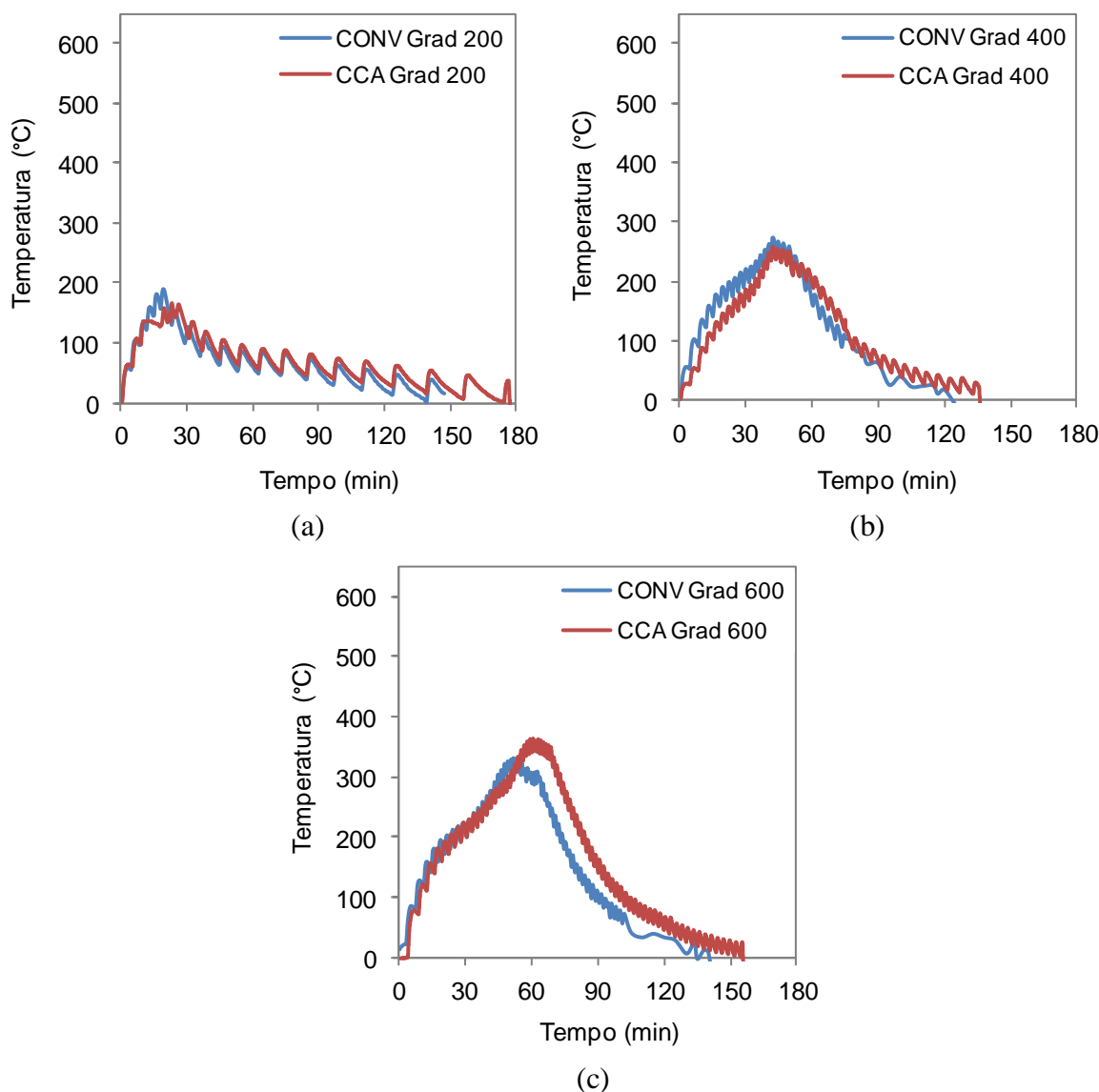


Figura 5.74 – Evolução dos gradientes térmicos nos corpos de prova durante o aquecimento (a) 200°C (b) 400°C (c) 600°C

5.5 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV)

Neste item são apresentados os resultados das análises qualitativas de microscopia eletrônica de varredura (MEV), realizadas em pontos específicos nas pastas de cimento e nos concretos aquecidos e resfriados. As imagens de MEV foram obtidas através de elétrons secundários, permitindo obter imagens em alta resolução da topografia da superfície da amostra e comparar a morfologia dos compostos presentes nas amostras.

De acordo com Ollivier et al. (1995) os cristais bem definidos formados durante a hidratação do cimento Portland, como a portlandita, são melhor observados em regiões de alta porosidade ou em vazios. De acordo com Taylor (1997), Stutzamn (2001) e Mehta e Monteiro (2014), sob condições ótimas de hidratação dos silicatos de cálcio, a portlandita (CH) é morfologicamente caracterizada por estruturas prismáticas em forma de placas ou blocos cristalinos hexagonais, porém, pode apresentar variações significativas na morfologia, desde indefinível a grande concentração de placas, ou ainda, se encontrar misturada no gel de C-S-H. A etringita (AF_t), resultante da hidratação dos aluminatos de cálcio, possui morfologia tipo prismática em forma de agulhas ou de varetinhas e o monossulfato hidratado (AF_m), resultante da instabilização da etringita após o consumo do sulfato, apresenta morfologia de cristais em placas delgadas hexagonais. A morfologia do C-S-H, resultante da hidratação dos silicatos de cálcio, pode variar entre estruturas pouco cristalinas até redes reticulares, estrutura conectada ou morfologia em favo de mel. Nos primeiros momentos da hidratação, o gel de C-S-H forma uma estrutura volumosa em forma de esponja ou favos em redor das partículas de C_3S e C_2S e em idades mais avançadas o gel de C-S-H forma uma matriz densa sem cristalinidade aparente, constituída por diferentes fases.

Neste item são apresentadas, também, as análises de espectroscopia de energia dispersiva (EDS) realizada nos concretos reidratados, permitindo a realização da análise química das amostras observadas. Como as amostras utilizadas para análise são fraturadas e não polidas, as análises têm apenas carácter qualitativo. Nas análises de EDS procurou-se identificar os seguintes elementos químicos nas amostras: silício (Si), cálcio (Ca), alumínio (Al), enxofre (S), ferro (Fe) e carbono (C). A identificação dos compostos foi feita com base na concentração dos elementos químicos e na relação Ca/Si. Para Sarkar et al. (1999) picos predominantes de Ca e Si identificam a presença de silicatos de cálcio hidratados (C-S-H), para relações Ca/Si aproximadamente de 2, ou a presença de silicatos de cálcio não hidratados (C_3S ou C_2S), caso a relação Ca/Si se situe entre 3 e 4. Os pontos de maior concentração de

Ca indicam a presença de hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) ou CaO resultante da decomposição da portlandita, entre 400°C e 500°C. Pico predominante de Si indica a presença de agregado (A) ou de cinza de casca de arroz, constituídos predominantemente por sílica (SiO_2). Maiores concentrações de Ca, Al e S indicam a presença de etringita ou monossulfato. Picos de Ca e Al indicam a presença de C_3A e picos de Ca, A e Fe indicam a presença de ferrita (C_4AF). Picos de maior intensidade de Ca e C indicarão a presença de CaCO_3 , devido à carbonatação do cálcio. De acordo com Mehta e Monteiro (2014) a relação molar Ca/Si depende da composição do cimento, da relação água/cimento, da temperatura e da idade de hidratação, sendo que no concreto convencional a relação se situa entre 1,5 e 2. Em pastas de cimento Portland no estado endurecido, a relação média Ca/Si do C-S-H é próxima de 1,7, porém, é possível encontrar grandes variações locais, entre 0,6 e 2,3 ou mais. Relações médias Ca/Si em torno de 0,7 são habitualmente características de pastas com adições minerais pozolânicas (PELLENQ e VAN DAMME, 2004; RICHARDSON, 1999; ZHANG et al., 2000 *apud* PELISSER et al., 2010).

5.5.1 Influência das altas temperaturas na microestrutura das pastas cimentícias

Os corpos de prova de 15x30 mm de pasta cimentícia endurecida foram submetidos a altas temperaturas de 200°C, 400°C e 600°C, com taxa de aquecimento igual a 9°C/min e patamar de temperatura constante de apenas 30 minutos, para uniformização da temperatura nas amostras de pasta endurecida, já que as dimensões das amostras são substancialmente inferiores às dimensões dos corpos de prova de concreto. Após o resfriamento lento dentro do forno, as amostras de pasta foram preparadas para a análise de MEV por elétrons secundários.

As imagens da Figura 5.75 foram obtidas através da análise de MEV para as pastas de cimento Portland, expostas a temperaturas de 23°C, 200°C e 600°C e resfriadas lentamente dentro do forno. Em 23°C, foi possível observar a matriz da pasta relativamente contínua, porém, porosa, sendo visíveis compostos hidratados de etringita (AF_i) e estruturas prismáticas de hidróxido de cálcio (CH) sobre a matriz de C-S-H. Após a exposição a 200°C, não se observou a presença de etringita e a porosidade da pasta convencional aparenta não ter aumentado significativamente, não se tendo observado maior volume de poros ou poros com maiores dimensões, nem microfissuração significativa. Após a exposição a 600°C, as alterações morfológicas na microestrutura da pasta convencional foram significativas, sendo que a matriz cimentícia se tornou nitidamente mais descontínua devido à desidratação dos silicatos hidratados. Nesse patamar não foi observada etringita e foi visível a transformação

na morfologia do C-S-H, tornando-se menos compacta, devido à desidratação provocada pela ação térmica. A desidratação da pasta é considerada por diversos autores como causa determinante na redução da resistência do concreto já que, nesse processo, as ligações interpartículas no gel de C-S-H são quebradas (CHAN et al., 1999; SAVVA et al., 2005).

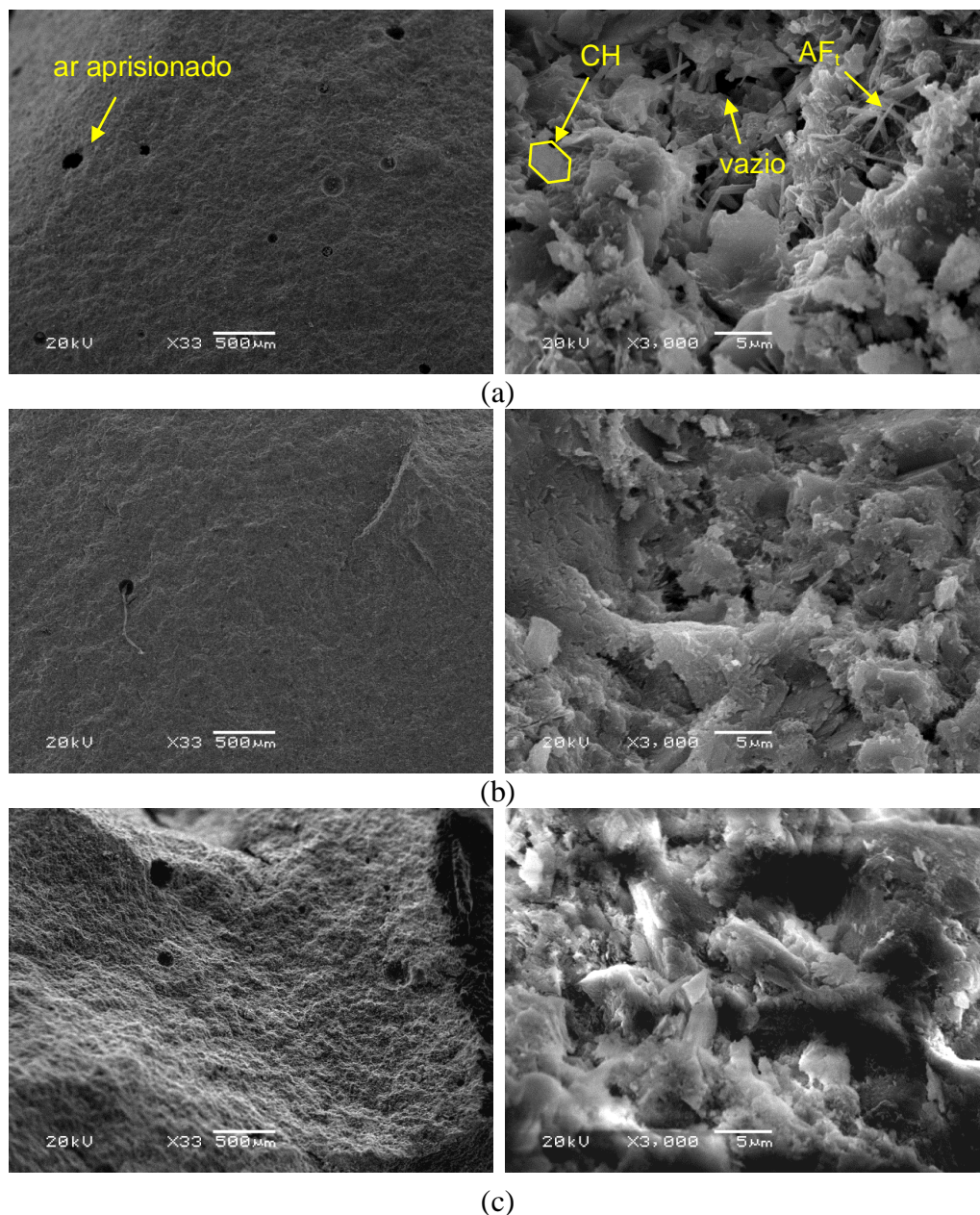


Figura 5.75 – MEV por elétrons secundários da pasta convencional (a) 23°C (b) 200°C (c) 600°C

A Figura 5.76 mostra as imagens de MEV para a pasta com 15% de substituição de CCA1, exposta a temperaturas de 23°C, 200°C, 400°C e 600°C e resfriada lentamente.

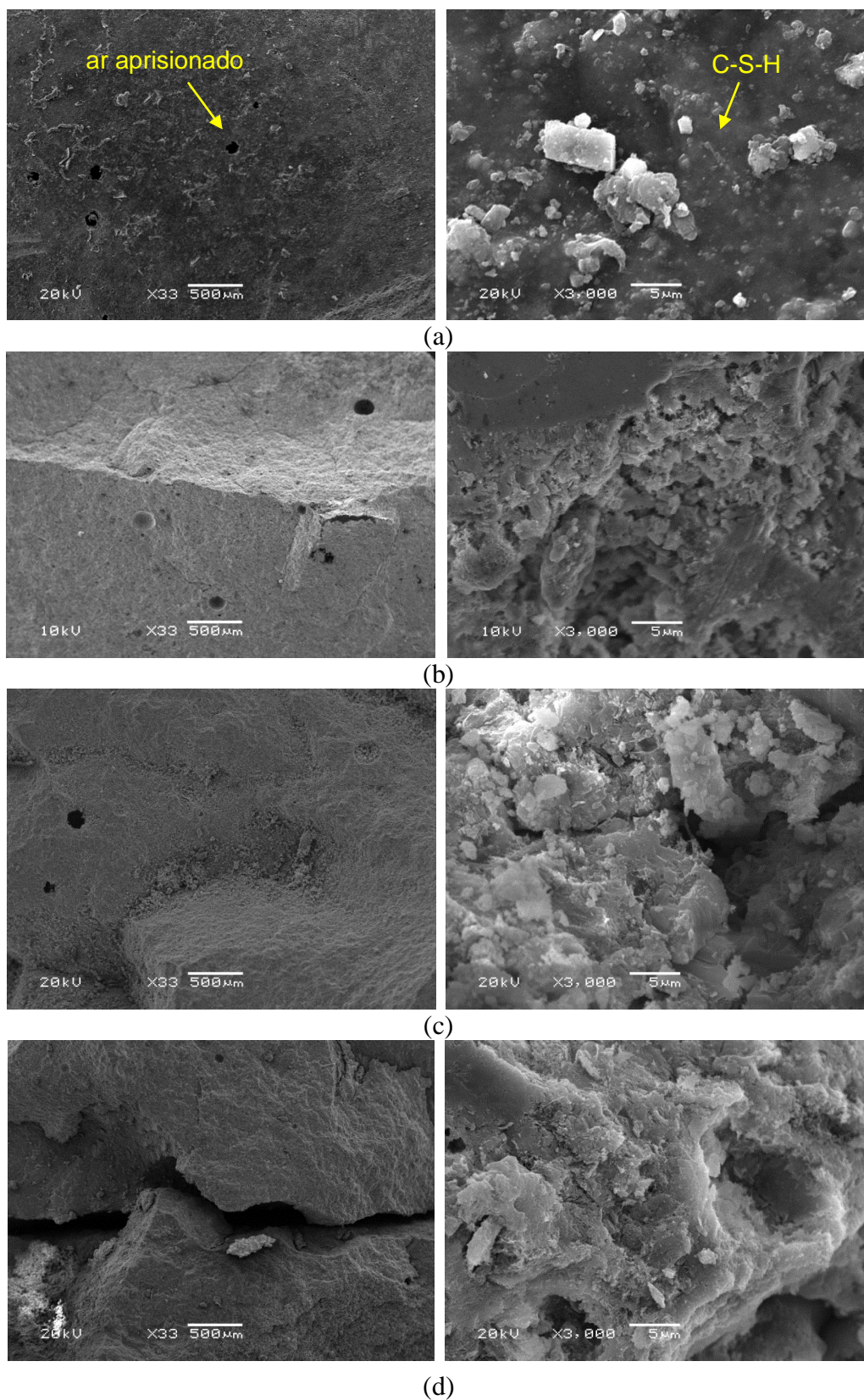


Figura 5.76 – MEV por elétrons secundários da pasta com CCA1 (a) 23°C (b) 200°C (c) 400°C (d) 600°C

Em 23°C observou-se, através da análise em várias regiões, uma matriz mais compacta do que na pasta de cimento Portland. Não se detectou morfologicamente etringita na temperatura ambiente, assim como em nenhum dos patamares de exposição às altas temperaturas. Contrariamente ao observado na pasta convencional, após a exposição a 200°C, já se observou o aumento da porosidade da pasta com CCA1, identificadas nas imagens pelas áreas na cor preta, e aumento da microfissuração, concentrada em regiões mais porosas. Em 400°C a pasta apresentou uma morfologia de C-S-H menos compacta e mais desidratada do que em 200°C. Após a exposição a 600°C foi possível observar microfissuração mais severa na pasta, com aberturas superiores às observadas em 200°C e 400°C, e maior porosidade. Observou-se, também, a desestruturação da matriz com o avanço na desidratação do C-S-H, devida à ação térmica. As imagens de alta resolução mostram que a rugosidade e a porosidade da pasta com CCA1 aumentaram com o aumento da temperatura.

5.5.2 Influência das altas temperaturas na microestrutura dos concretos

Neste item se apresenta a análise de MEV por elétrons secundários para os concretos expostos à ação das altas temperaturas e resfriados lentamente, sem reidratação.

5.5.2.1 Influência das altas temperaturas no concreto convencional

A Figura 5.77 apresenta a microestrutura do concreto convencional de cimento Portland exposto a temperaturas de 23°C e 600°C e resfriado lentamente. A microestrutura da matriz do concreto convencional na temperatura ambiente mostrou ser relativamente porosa. Na morfologia da amostra de concreto convencional foram observadas estruturas cristalinas em forma de placas e aglomerados densos sem cristalinidade aparente ou fibrosos, indicando, respectivamente, a presença de portlandita (CH) e de C-S-H. Após a exposição a 600°C a matriz se tornou consideravelmente mais desestruturada, relativamente à temperatura ambiente, sendo visível a desidratação da pasta, o aumento da porosidade, identificada através das áreas na cor preta, assim como, o aumento da microfissuração.

Após a exposição a 600°C a morfologia do C-S-H sofreu alteração significativa, tornando-se menos compacta, decorrente da desidratação do gel, e a conectividade entre os poros aumentou. Não foram observados compostos com morfologia característica de etringita nas amostras analisadas, em nenhum patamar de temperatura e em 600°C não se observaram morfologias definidas de CH.

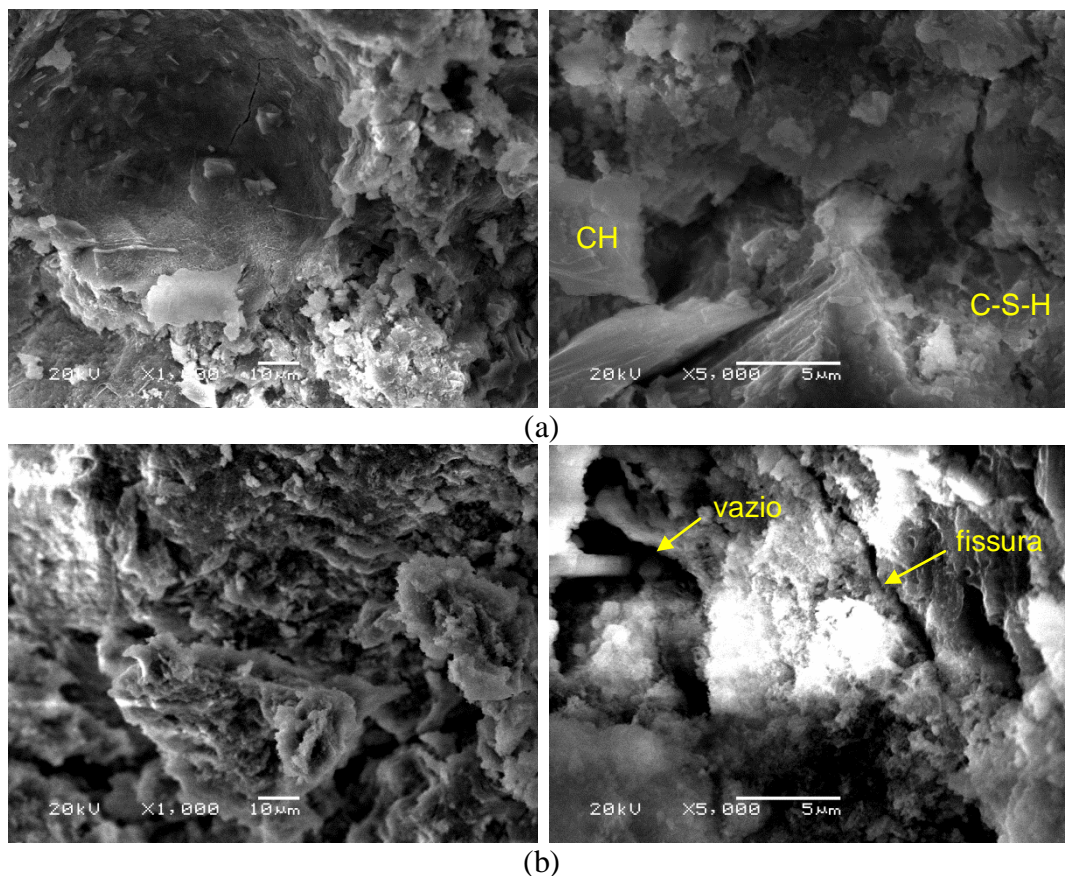


Figura 5.77 – MEV por elétrons secundários no concreto convencional
(a) 23°C (b) 600°C

5.5.2.2 Influência das altas temperaturas no concreto especial com substituição de cinza de casca de arroz amorfa

A Figura 5.78 mostra as imagens obtidas na análise de MEV, através de elétrons secundários, realizada no concreto especial com CCA1, exposto a temperaturas de 23°C e 600°C e resfriado lentamente. No concreto com CCA1 em 23°C se observou uma matriz mais densa e menos porosa do que no concreto convencional, devido ao C-S-H secundário resultante da reação pozolânica e ao efeito microfíler, aparentando ter menos poros de maior dimensão. Na reação pozolânica parte da portlandita foi consumida, como mostram as análises de DRX, porém, foi possível observar alguns cristais hexagonais isolados de CH sob a matriz de C-S-H. Após a exposição a 600°C e resfriamento lento, a desidratação da matriz foi substancial, se tornando significativamente menos densa do que na temperatura ambiente, indicando a decomposição acentuada dos silicatos hidratados, através da redução das ligações entre as fases hidratadas. Em 600°C não se detectou etringita no concreto com CCA1. Constatou-se que as discontinuidades na pasta aumentaram, tendo sido observadas microfissuras com

maior abertura do que na temperatura ambiente e o aumento da porosidade, com interconectividade entre os poros, observáveis nas imagens nas áreas a preto.

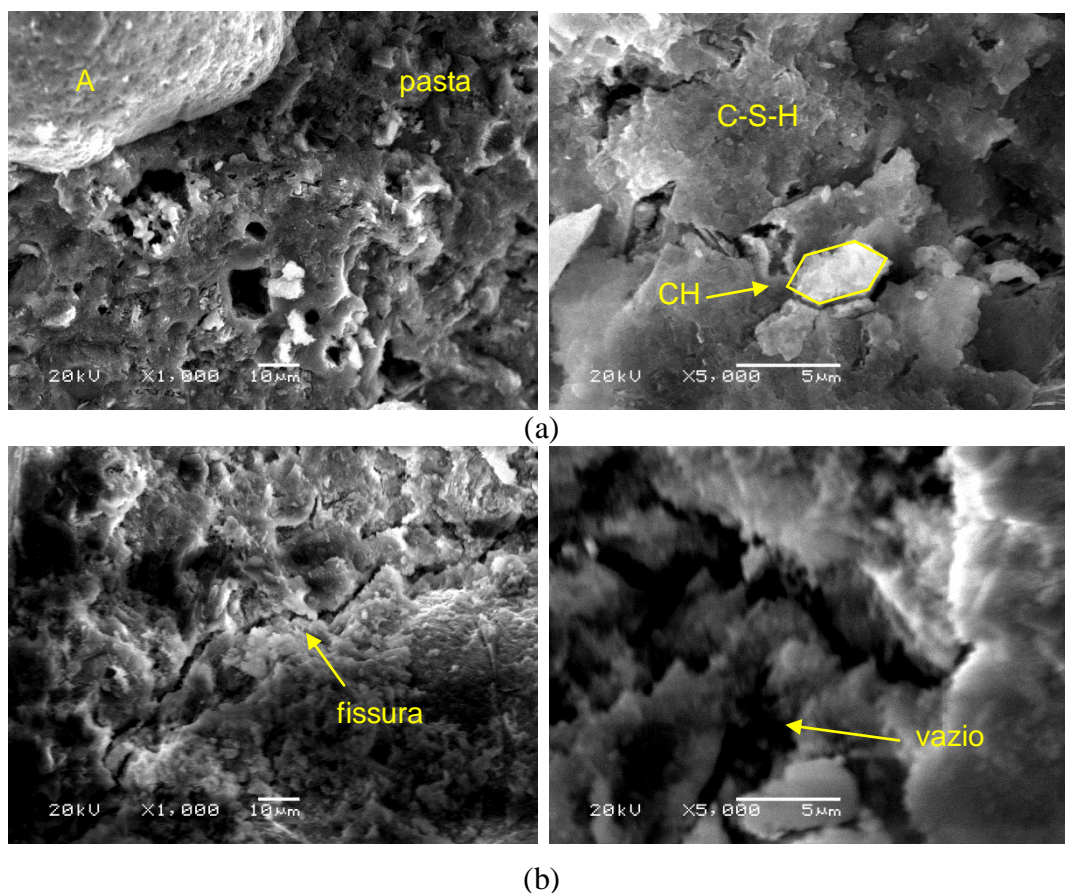


Figura 5.78 – MEV por elétrons secundários no concreto com CCA1
(a) 23°C (b) 600°C

5.5.3 Influência da reidratação na microestrutura dos concretos

Neste item se apresenta a análise microestrutural do concreto convencional e do concreto com CCA1 durante a reidratação.

5.5.3.1 Influência da reidratação no concreto convencional

A Figura 5.79 mostra, através da análise de MEV, a microestrutura do concreto convencional exposto a 600°C e resfriado lentamente, após a exposição a 600°C e após a reidratação durante 28 dias.

Nos primeiros 28 dias de reidratação as imagens de alta resolução evidenciam que a degradação do concreto convencional provocada pela exposição a 600°C não foi recuperada.

Não se observou formação de cristais de etringita e as imagens indicam que poderá ter ocorrido o aumento da dureza superficial e da fissuração após os 28 dias de reidratação.

A absorção de umidade do meio poderá ter provocado a expansão das camadas exteriores, devido à reidratação da portlandita, como observaram Khoury (1992) e Sarshar e Khoury (1993), o que explica a redução da resistência residual nos primeiros 28 dias de reidratação.

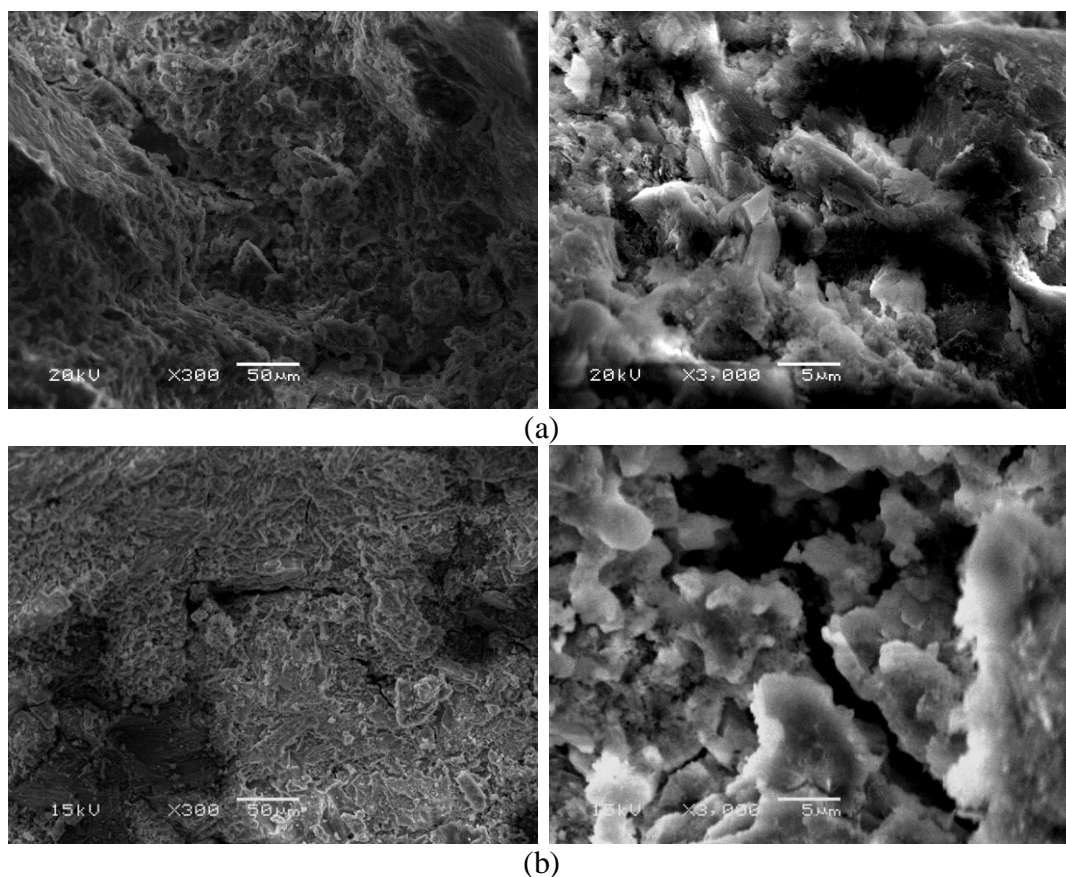
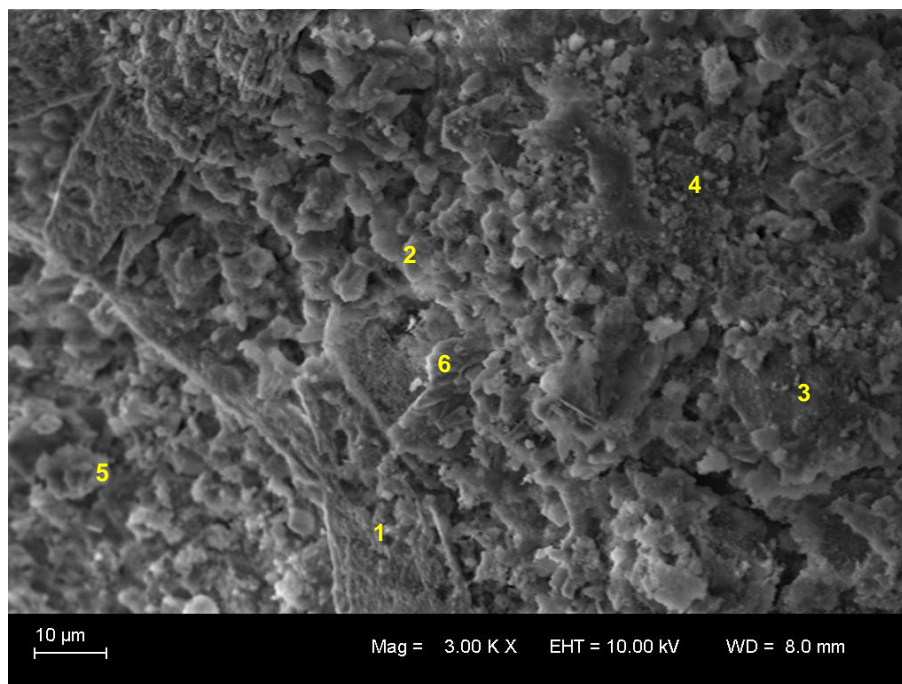


Figura 5.79 – MEV por elétrons secundários no concreto convencional reidratado após resfriamento lento (a) 1 dia (b) 28 dias

O aumento da dureza superficial poderá indicar alguma carbonatação do Ca com o CO_2 presente no meio, o que poderá explicar o aumento do pico de calcita nas análises de DRX no item 5.6.

A Figura 5.80 mostra, através da análise de EDS, a microestrutura do concreto convencional exposto a 600°C e resfriado lentamente, após a reidratação durante 154 dias.



Pontos	% em massa								C/S
	C	O	Mg	Al	Si	S	Ca	Fe	
1	9,86	56,74	0,00	0,15	0,76	0,27	33,22	-0,99	43,7
2	3,60	54,34	0,33	1,39	11,51	0,66	24,14	4,04	2,1
3	2,35	55,32	0,25	0,74	24,80	0,40	14,38	1,77	0,6
4	3,02	45,70	0,32	1,62	13,50	0,80	30,24	4,80	2,2
5	3,13	52,69	0,13	1,36	12,08	1,01	28,00	1,60	2,3
6	9,34	51,28	0,21	0,07	1,08	0,26	37,06	0,70	34,3

Figura 5.80 – EDS realizada no concreto convencional aquecido a 600°C, resfriado lentamente e reidratado durante 154 dias

Na análise de EDS realizada aos 154 dias de reidratação, apresentadas na Figura 5.80, foram detectadas concentrações de Ca e Si, em proporções Ca/Si iguais a 0,6 (ponto 3), iguais a 2,3 (ponto 5), e iguais a 2,1 (ponto 2), indicando a presença de C-S-H; foram detectadas também concentrações de Ca (pontos 1 e 6), o que pode indicar a presença de portlandita resultante da reidratação do Ca, conforme mostram as análises de DRX, com ligeiro aumento do pico correspondente a portlandita e redução no pico de calcita.

Ao fim de 154 dias de reidratação a matriz apresentou pequena recuperação, com alguma redução das discontinuidades - vazios e microfissuras. As análises de DTG, apresentadas no item 5.7, não detectaram produtos formados através da reidratação após resfriamento lento. Já as análises de MEV e de DRX mostram a formação de portlandita após 154 dias, o que terá contribuído para o pequeno aumento da resistência, após o processo expansivo inicial. Porém,

a matriz continuou descontínua e porosa, e por isso, a degradação do concreto convencional não foi revertida significativamente, relativamente aos 28 dias e ao início da reidratação.

A Figura 5.81 mostra a reidratação do concreto convencional aos 7 dias e 28 dias, após exposição a 600°C e resfriamento brusco com imersão em água.

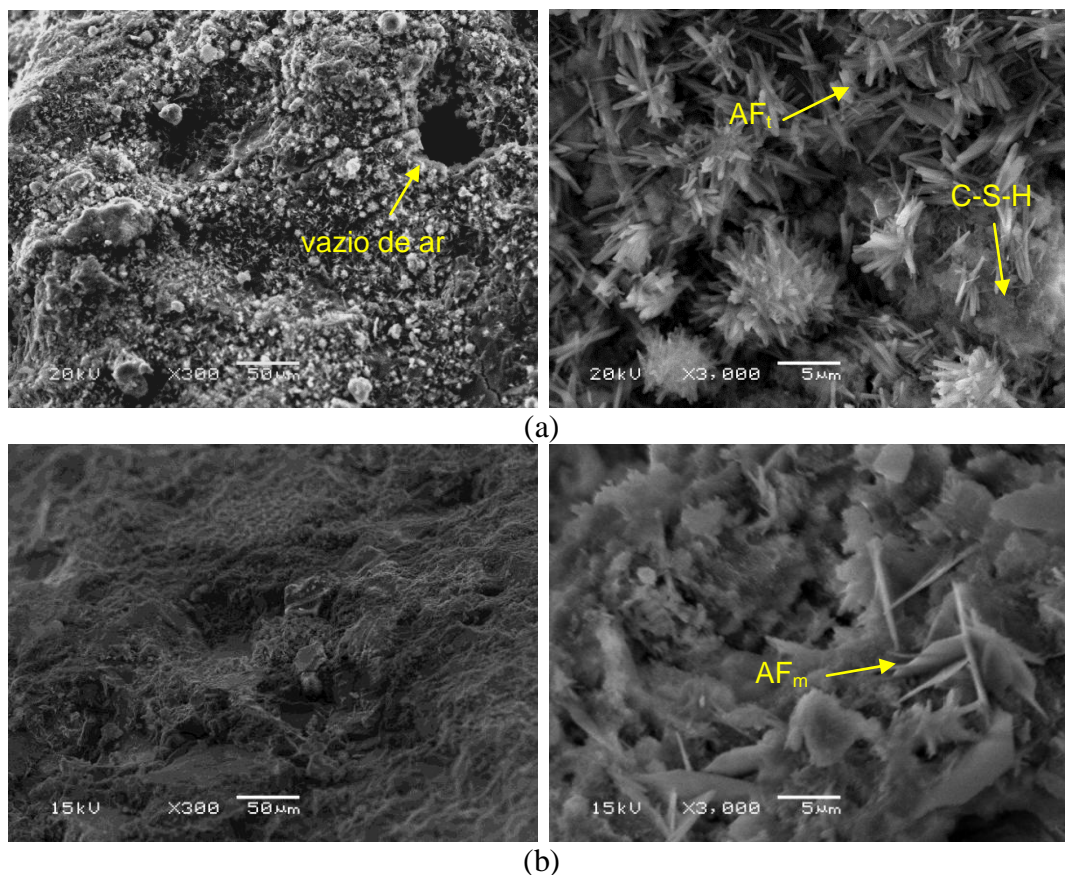


Figura 5.81 – MEV por elétrons secundários no concreto convencional reidratado após resfriamento brusco (a) 7 dias (b) 28 dias

Nos primeiros 7 dias de reidratação após resfriamento do concreto convencional com imersão em água, já foram perfeitamente visíveis na microestrutura do concreto alterações na morfologia, resultantes da reidratação dos aluminatos de cálcio com a água absorvida através dos poros e fissuras. Entre os compostos visíveis na microestrutura do concreto convencional, foram detectadas morfologias típicas de etringita (AF_i) em forma de agulhas, resultante da reidratação dos aluminatos. Nas primeiras idades, a reidratação do concreto convencional regenerou parcialmente a matriz cimentícia, com o preenchimento de vazios e fissuras.

A maior recuperação na resistência residual do concreto convencional ocorreu logo nos primeiros 7 dias de reidratação, associado à alta resistência inicial do cimento CPV-ARI, o

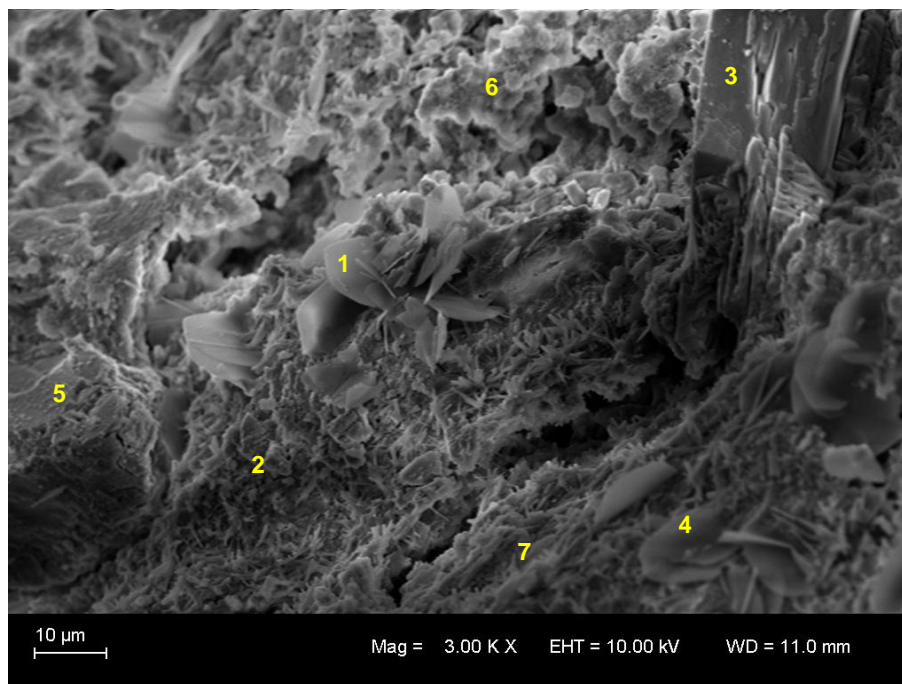
que indica que ocorreu a reidratação parcial dos silicatos de cálcio desidratados, observável nos aglomerados de C-S-H com morfologia de favos. As análises de DRX comprovam a reidratação, com formação de portlandita, etringita e redução nos picos de silicatos anidros, indicando que terá ocorrido formação de C-S-H. Os novos compostos reidratados reduziram a porosidade do concreto, com conseqüente aumento na resistência.

Entre 7 e 28 dias de reidratação a etringita instabilizou, se transformando em monossulfato (AF_m), identificado nas imagens pela morfologia de placas delgadas hexagonais. Após 28 dias de reidratação a matriz não apresentou alterações substanciais na morfologia, relativamente aos 7 dias, porém, mostra ter aumentado a compacidade.

A resistência residual não aumentou nesse período, mantendo-se constante entre 7 e 154 dias de reidratação. A transformação da etringita em monossulfato é uma reação expansiva e pode ter contribuído para uma desestabilização da matriz, já fragilizada pela ação das altas temperaturas, o que pode explicar, em parte, a ligeira redução da resistência residual aos 28 dias de reidratação.

A Figura 5.82 apresenta a morfologia e a análise de EDS do concreto convencional resfriado com imersão em água durante 120 minutos e após a reidratação de 154 dias.

Nas análises de EDS realizadas aos 154 dias de reidratação, apresentadas na Figura 5.82, foram detectados picos de Ca e Si, em proporções Ca/Si variando entre 0,7 (ponto 5), indicando a presença de C-S-H, e 4,2 (ponto 7), indicando a presença de silicatos de cálcio não hidratados. Foi detectada a presença de C-S-H com relação Ca/Si igual a 2,1, característica de concreto convencional (ponto 6). Foram observados picos de Ca (ponto 3), indicando a presença de portlandita, o que está coerente com as análises de DRX. Foram identificados picos de Ca, Al e S indicando a presença de monossulfato (pontos 1 e 4).



Pontos	% em massa								C/S
	C	O	Mg	Al	Si	S	Ca	Fe	
1	4,53	50,32	0,04	4,25	1,37	2,24	27,30	0,52	19,9
2	3,61	44,82	1,22	1,05	7,86	0,84	26,69	6,51	3,4
3	2,37	46,31	0,10	0,16	0,41	0,10	40,08	0,77	97,8
4	3,54	47,45	0,01	3,85	2,81	2,45	26,72	1,37	9,5
5	4,31	37,48	3,62	0,78	13,21	0,01	8,78	16,66	0,7
6	4,91	51,13	1,33	1,82	10,38	0,13	22,27	4,39	2,1
7	4,06	47,01	0,20	1,36	6,89	0,86	28,94	2,66	4,2

Figura 5.82 – EDS realizada no concreto convencional aquecido a 600°C, resfriado bruscamente e reidratado durante 154 dias

Após 154 dias de reidratação, a matriz do concreto convencional não apresentou alterações significativas na morfologia, relativamente aos 28 dias. As imagens em alta resolução, assim como, as análises térmicas e de DRX, comprovam a formação de aluminatos de cálcio hidratados, portlandita e C-S-H, o que comprova a reidratação do concreto convencional resfriado bruscamente. A saturação dos poros através do resfriamento com imersão em água e a reserva de Ca(OH)_2 terão contribuído para retardar a ocorrência de carbonatação significativa. Kazmierczak e Helene (1993 *apud* MAZZA, 2015), explicam que, em concretos com teores de umidade elevados, acima de 80%, quase não ocorre o processo de carbonatação, uma vez que a difusão do CO_2 na água é aproximadamente 10.000 vezes menor do que no ar.

5.5.3.2 Influência da reidratação no concreto com substituição de cinza de casca de arroz amorfa

A Figura 5.83 mostra, através da análise de MEV, a morfologia do concreto com CCA amorfa (CCA1) logo após exposição a 600°C e resfriamento lento e após a reidratação durante 28 dias em ambiente controlado.

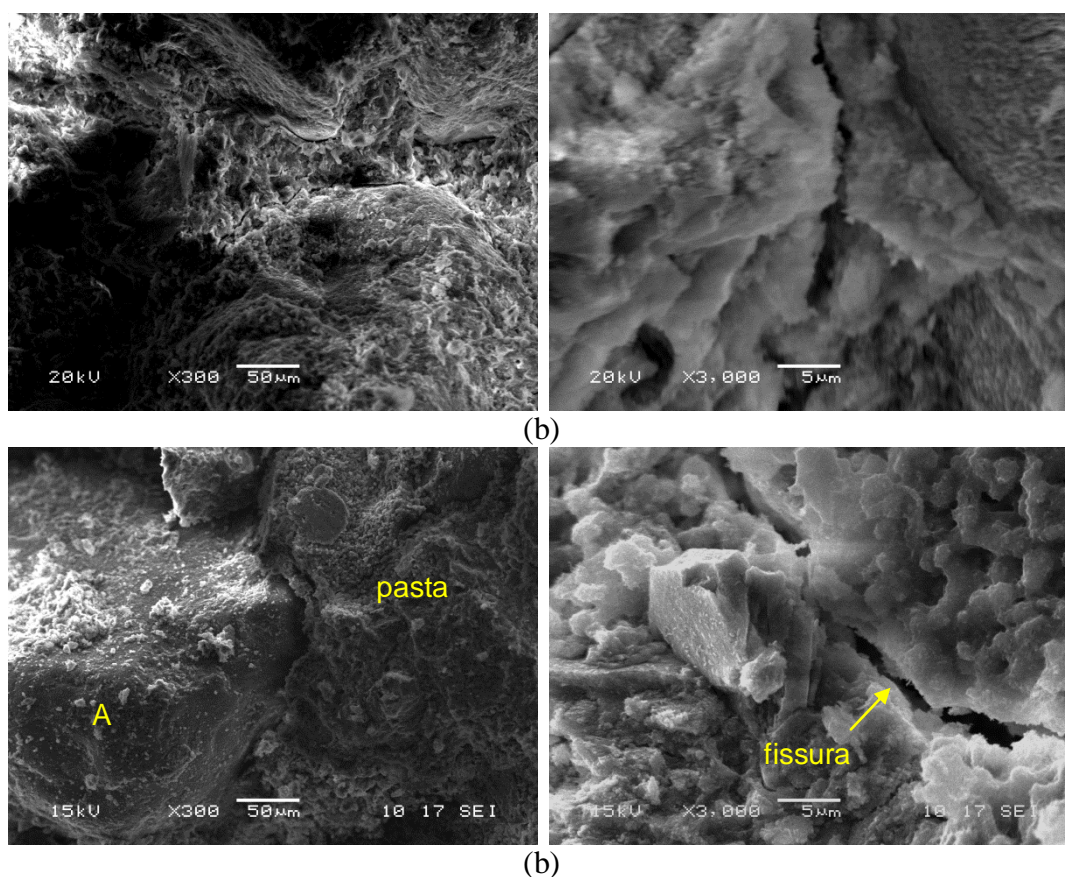
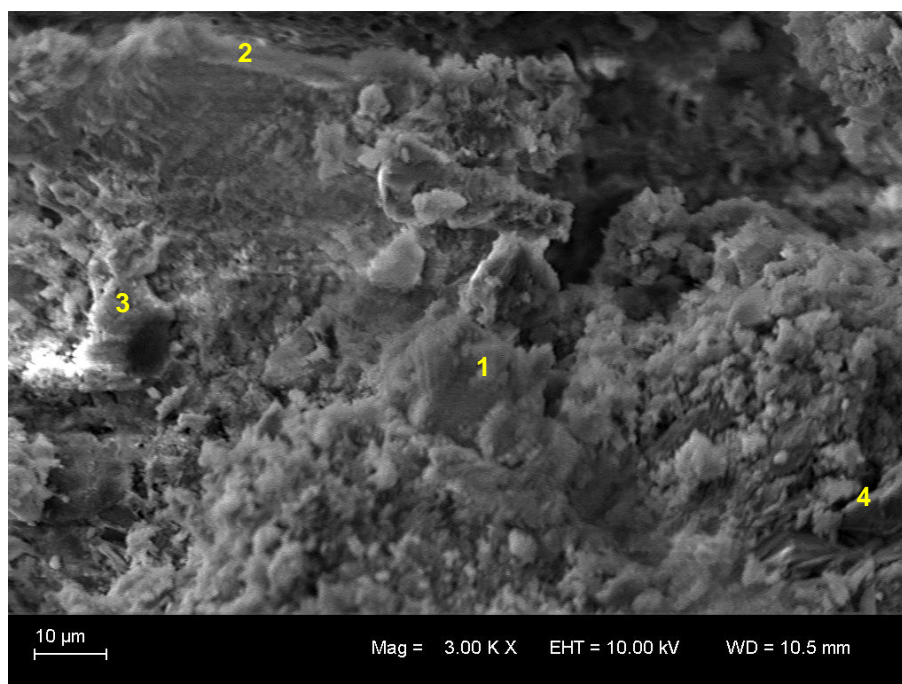


Figura 5.83 – MEV por elétrons secundários no concreto com CCA1, reidratado após resfriamento lento (a) 1 dia (b) 28 dias

Ao longo dos primeiros 28 dias de reidratação as imagens em alta resolução mostram que a degradação do concreto com CCA1, após exposição a 600°C e resfriamento lento, não foi revertida. A absorção de umidade do meio poderá ter provocado reidratação da portlandita residual (em menor quantidade relativamente ao concreto convencional), causando a expansão das camadas exteriores nas idades iniciais de reidratação. Após 28 dias, as microfissuras significativas continuam presentes, seja na pasta ou na interface entre agregado e pasta, o que indica que o processo de formação de novos compostos através da reidratação em presença da umidade do meio não ocorreu, o que está de acordo, quer com as análises de DRX e análises

térmicas realizadas. As imagens da Figura 5.84 foram obtidas através da análise de MEV e EDS, realizadas no concreto com CCA1 resfriado lentamente e reidratado durante 154 dias.



Pontos	% em massa							C/S
	C	O	Al	Si	S	Ca	Fe	
1	23,43	33,54	1,64	15,38	-1,63	28,56	-1,06	1,86
2	8,86	51,31	0,25	2,28	-0,41	35,11	2,52	15,40
3	3,65	42,09	1,87	16,50	0,63	33,58	1,60	2,04
4	6,27	41,94	0,31	1,17	-1,53	53,31	-1,50	45,56

Figura 5.84 – EDS realizada no concreto com CCA1, aquecido a 600°C, resfriado lentamente e reidratado durante 154 dias

Nas análises de EDS realizadas no concreto com CCA1 resfriado lentamente e reidratado durante 154 dias, foram detectadas concentrações de Ca e Si indicando a presença de C-S-H, com proporções Ca/Si iguais a 1,86 (ponto 1) e 2,04 (ponto 3). Foram observados, também, picos predominantes de Ca (pontos 2 e 4), o que pode indicar a presença de CaCO_3 resultante da carbonatação do Ca, ou a presença de portlandita recristalizada, ou a presença de CaO resultante da decomposição da portlandita que não reidratou.

Ao fim de 154 dias de reidratação a matriz do concreto com CCA1 mostrou não ter recuperado consideravelmente, permanecendo com elevado grau de desidratação. Nas análises térmicas não foram detectadas mudanças na microestrutura, relativamente ao início da reidratação. Por outro lado, após 154 dias de reidratação, as análises de DRX mostram uma

reduzida formação de portlandita e alguma formação de aluminatos de cálcio hidratados, o que pode explicar a pequena recuperação da resistência relativamente aos 28 dias de reidratação. Para MORSY et al. (2008) com a formação de portlandita e fases de C-A-S-H em concretos reidratados, os poros e microfissuras são parcialmente preenchidos, o que pode provocar aumento da resistência. Apesar disso, a matriz continuou substancialmente descontínua, e por isso, a degradação do concreto com CCA1, reidratado após resfriamento lento, não foi significativamente revertida relativamente ao início da reidratação.

As imagens da Figura 5.85 foram obtidas nas análises de MEV, através de elétrons secundários, realizadas no concreto com adição de CCA1 exposto a 600°C e resfriado bruscamente com imersão em água, nas idades de reidratação de 7 dias e 28 dias.

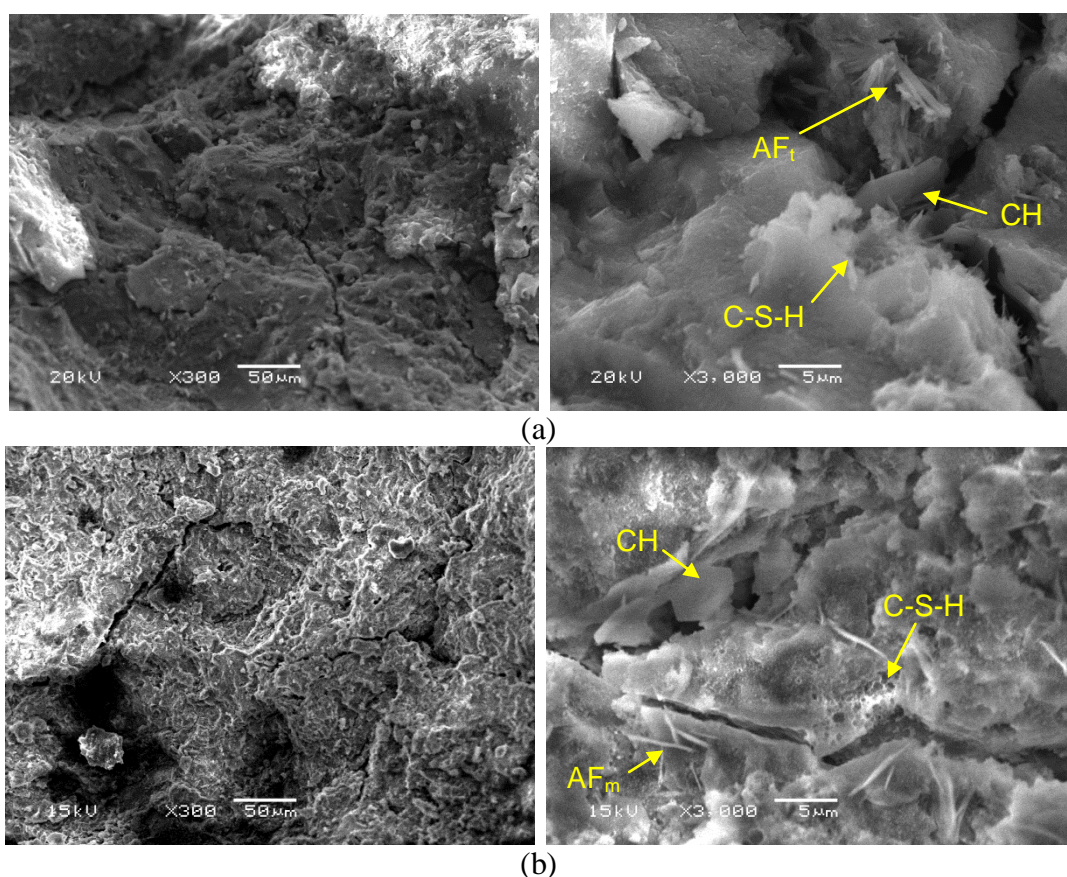
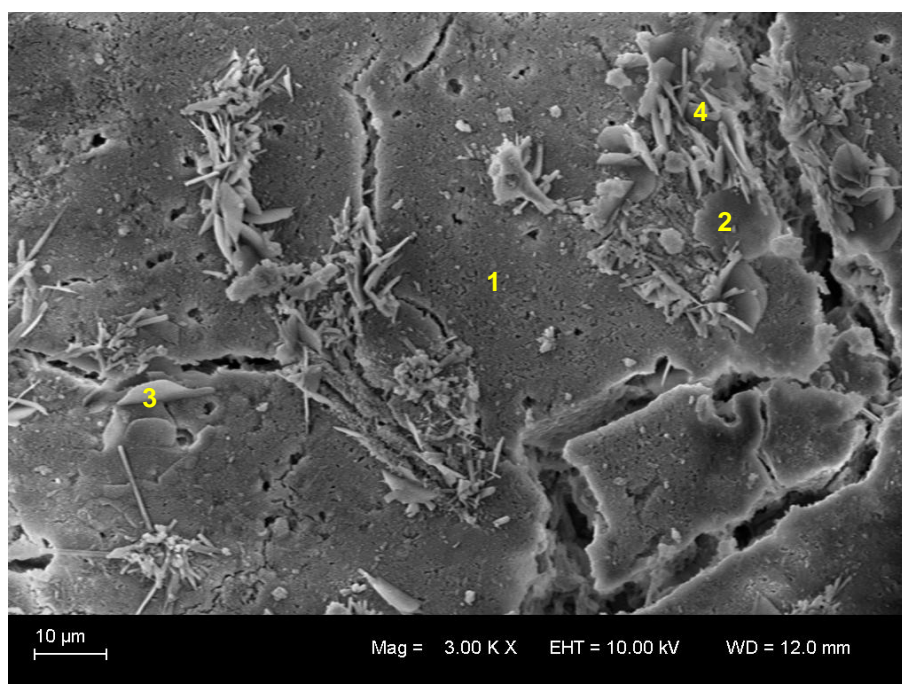


Figura 5.85 – MEV por elétrons secundários no concreto com CCA1, reidratado após resfriamento brusco (a) 7 dias (b) 28 dias

A absorção de água devido ao resfriamento brusco contribuiu para que ocorresse, logo nos primeiras idades, a reidratação parcial do concreto com CCA1. Nas imagens referentes aos 7 dias de reidratação se detectaram compostos de etringita (AF_t) e alguns cristais de portlandita (CH) nas discontinuidades da matriz, identificados, respectivamente, pela morfologia de

agulhas e de cristais hexagonais. Nos primeiros 7 dias de reidratação, similarmente ao ocorrido no concreto convencional, a resistência residual teve a máxima recuperação, o que indica que terá ocorrido a reidratação dos silicatos de cálcio, formando pequenos aglomerados fibrosos de C-S-H em forma de favos. As imagens de alta resolução refletem os resultados obtidos nas análises de DTG, onde se detectou formação de aluminatos de cálcio hidratados, portlandita e C-S-H. Aos 28 dias de reidratação as imagens mostram a presença de alguns cristais de CH e de AF_m resultantes da instabilização da etringita no concreto com CCA1. São visíveis, também, compostos de C-S-H com morfologia de favos, indicando que terá ocorrido a reidratação de C_3S e C_2S do cimento Portland. A matriz do concreto com CCA1 permaneceu desestruturada, com fissuração e porosidade significativas, e conseqüentemente, a resistência residual não aumentou. A Figura 5.86 apresenta as imagens obtidas na análise de MEV realizadas no concreto com adição de CCA1 exposto a $600^\circ C$ e resfriado bruscamente com imersão em água, nas idades de reidratação de 154 dias.



Pontos	% em massa						C/S
	C	O	Al	Si	S	Ca	
1	3,81	20,74	0,54	9,11	0,47	16,22	1,8
2	4,70	25,74	4,38	3,13	3,83	20,91	6,7
3	4,76	19,89	3,01	5,94	1,74	18,90	3,2
4	6,85	26,78	2,38	0,82	3,09	10,64	12,9

Figura 5.86 – EDS realizada no concreto com CCA1, aquecido a $600^\circ C$, resfriado bruscamente e reidratado durante 154 dias

Nas análises de EDS foram detectadas, após 154 dias de reidratação, concentrações de Ca e Si, em proporções Ca/Si variando entre 1,8 (ponto 1), característica da hidratação do cimento Portland, e 3,2 (ponto 3), que pode indicar a presença de silicatos de cálcio não hidratados. Foram identificadas concentrações de Ca, Al e S, indicando a presença de monossulfato (pontos 1 e 5).

Ao final dos 154 dias, as imagens de MEV mostram que, apesar da formação de produtos de reidratação nas fissuras, a matriz do concreto com CCA1 permaneceu significativamente fissurada e, conseqüentemente, a resistência residual não recuperou entre os 7 e 154 dias de reidratação. Os resultados indicam que o pico de reidratação se deu nas idades iniciais, ou seja, contrariamente ao observado na hidratação em temperatura ambiente dos concretos com CCA, na reidratação não ocorreu a reação pozolânica em idades mais avançadas.

5.6 DIFRATOMETRIA DE RAIOS X (DRX)

Neste item são apresentados os resultados das análises de difração de raios X (DRX) realizadas nas pastas convencionais de cimento Portland e nas pastas com 15% de substituição de CCA1, aquecidas e resfriadas lentamente dentro do forno. As análises de DRX foram realizadas com base na identificação dos picos cristalinos em cada patamar de temperatura de exposição comparando as principais alterações, seja variação na intensidade ou mudanças de fase, decorrentes do aumento da temperatura. Procurou-se identificar e comparar qualitativamente os picos correspondentes à portlandita (P), silicatos de cálcio hidratados (C-S-H), etringita (E), calcita (C), silicatos de cálcio (CS), especificamente, larnita (C₂S), alita (C₃S), respectivamente, através das fichas padrão de DRX (PDF), do *International Centre for Diffraction Data* (ICDD), 00-044-1481 ou 41-1451, 00-033-0306, 00-009-04014 ou 04-0733, 00-005-0586, 00-033-0302, 00-049-0442 ou 042-0551, 00-038-1429 e 00-030-0226.

A análise comparativa incidiu sobre estes compostos, considerados na literatura como indicadores qualitativos do grau de degradação térmica das pastas, de forma a minimizar o ruído associado à sobreposição de picos. Nas análises de DRX as fases de C-S-H foram difíceis de identificar devido à sua característica amorfa, o que já foi reportado anteriormente por outros autores, por exemplo, nas análises de DRX de Peng et al. (2008) só foi possível observar a decomposição do C-S-H acima de 600°C. Nos difratogramas foram supridos alguns picos correspondentes a quartzo, com elevada intensidade, para reduzir o ruído. Os

picos correspondentes aos silicatos de cálcio não hidratados (CS), entre 32° e 33° (2 θ), foram agrupados para maior clareza nas imagens.

5.6.1 Análise de DRX nas pastas após altas temperaturas

A Figura 5.87 mostra os espectrogramas resultantes da análise de DRX realizadas nas pastas convencionais de cimento Portland em 23°C, 200°C, 400°C e 600°C.

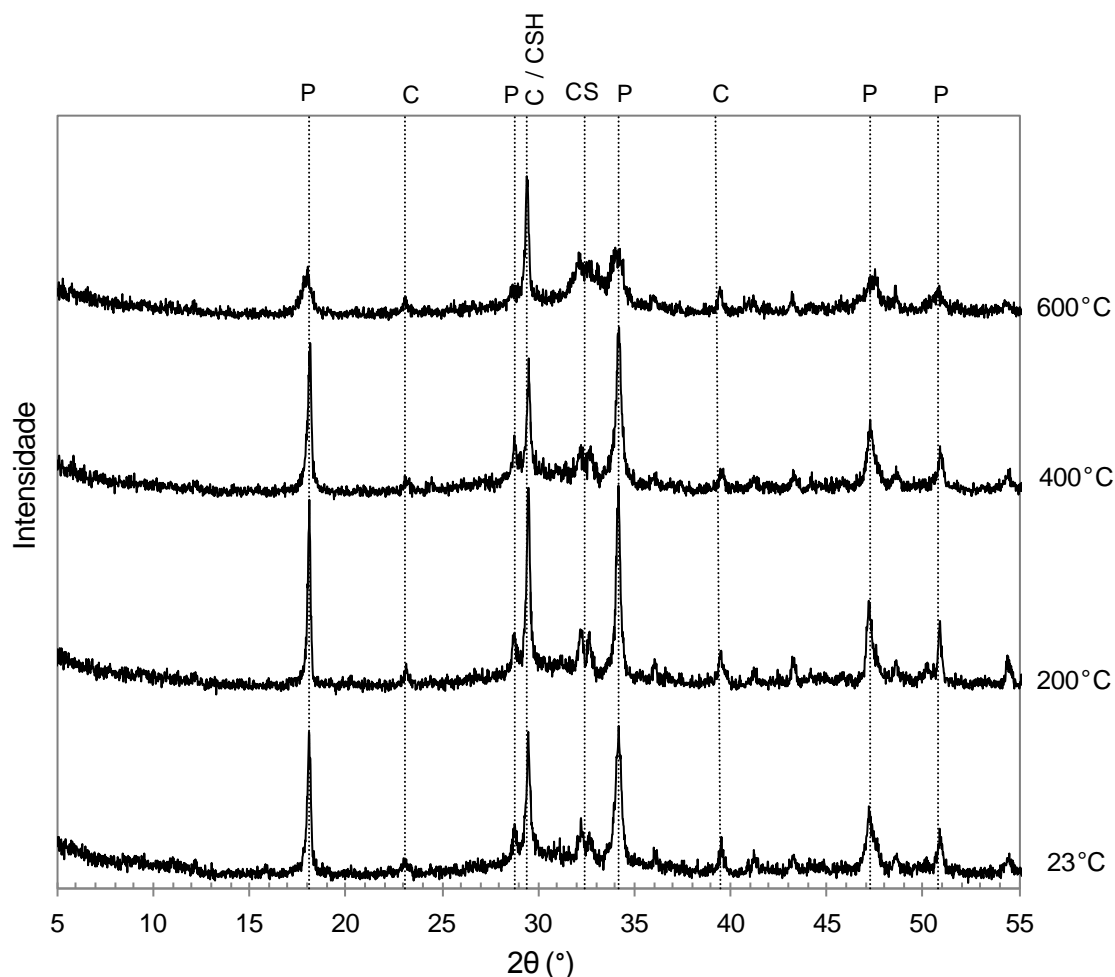


Figura 5.87 – DRX realizada na pasta convencional de cimento Portland aquecida até 600°C, onde P=Portlandita, C=Calcita, CS=Silicatos de cálcio e CSH=C-S-H

Na análise de DRX realizada nas pastas convencionais de cimento Portland foram identificados na temperatura ambiente picos cristalinos correspondentes a portlandita (picos P), silicatos de cálcio (picos CS), silicatos de cálcio hidratados (pico CSH) e calcita (picos C). Após a exposição a 200°C, foi possível observar que os picos correspondentes a portlandita, e calcita/C-S-H aumentaram de intensidade, o que indica a ocorrência de hidratação tardia,

devido a cura térmica e carbonatação. Entre 200°C e 400°C, o pico de calcita/C-S-H em 29° (2 θ) diminuiu, indicando a desidratação parcial do C-S-H. Os picos de portlandita reduziram relativamente a 200°C, para níveis observados na temperatura ambiente. Em 600°C o pico C/CSH manteve-se estável, no entanto, ocorreu redução substancial na intensidade dos picos de Ca(OH)₂, indicando que a desidroxilação da portlandita ocorreu entre 400°C e 600°C. Estes resultados estão de acordo com as observações encontradas na literatura, entre os quais, os resultados de Castellote et al. (2004) e Lima (2005).

A Figura 5.88 mostra os difratogramas resultantes da análise de DRX realizadas na pasta especial de cimento Portland com 15% de substituição por CCA amorfa (CCA1), em 23°C, 200°C, 400°C e 600°C.

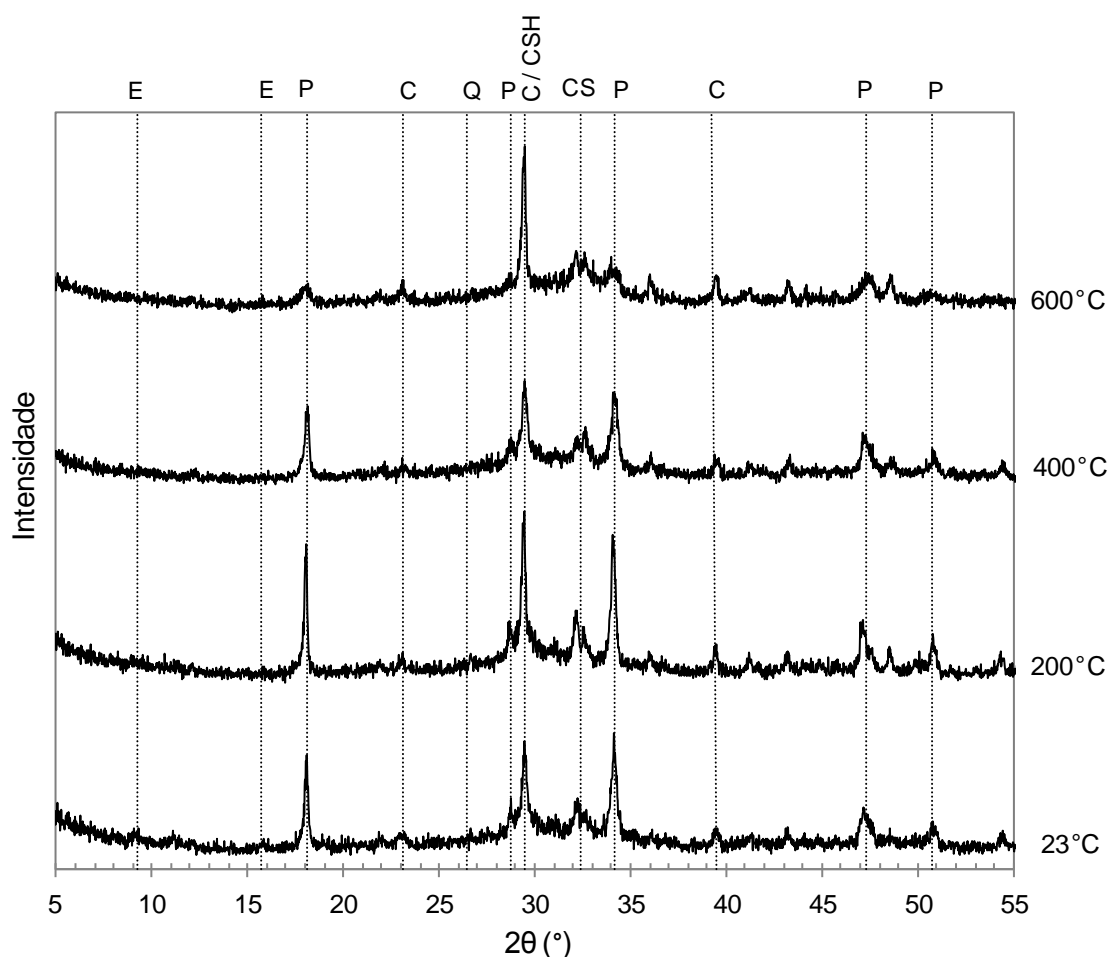


Figura 5.88 – DRX realizada na pasta com CCA1 aquecida até 600°C, onde E= Etringita, P=Portlandita, C=Calcita, CS=Silicatos de cálcio e CSH=C-S-H

Nas análises de DRX realizadas na pasta com CCA1 foram identificados na temperatura ambiente picos cristalinos correspondentes a portlandita (P), de intensidade inferior aos picos da pasta convencional, devido ao consumo parcial de Ca(OH)_2 , porém de intensidade considerável, indicando que a reação pozolânica não ocorreu na totalidade. Foram observados também picos de etringita (E), de C-S-H (pico CSH) e de calcita (C).

Após a exposição a 200°C , foi possível observar a decomposição da etringita (pico E). Nessa mesma temperatura ocorreu aumento nos picos correspondentes a portlandita e a calcita, o que indica hidratação tardia dos silicatos de cálcio presentes no cimento, através de cura térmica.

Em 400°C ocorreu a decomposição parcial do C-S-H, visível na redução da intensidade do pico C/CSH. Neste nível de temperatura, se observou a redução do pico de portlandita, quer relativamente a 200°C e à temperatura ambiente.

Em 600°C ocorreu a decomposição quase total da portlandita. De acordo com Taylor (1997), a decomposição significativa da portlandita ocorre em temperaturas próximas a 450°C . O difratograma mostra o aumento significativo do pico correspondente a calcita/C-S-H, devido à carbonatação do Ca resultante da decomposição da portlandita. Isto indica que a pasta com CCA1 será mais propícia a fenômenos de carbonatação devido à menor barreira de Ca(OH)_2 no avanço da carbonatação.

5.6.2 Análise de DRX dos concretos no ambiente exterior

A Figura 5.89 mostra os espectrogramas resultantes da análise de DRX em 23°C e 600°C , realizada no concreto convencional acondicionado no exterior. Foram identificados na temperatura ambiente picos de quartzo (Q), associados à presença de partículas de agregado, picos cristalinos correspondentes a etringita (E), portlandita (P), silicatos de cálcio (CS), calcita (C) e C-S-H (pico CSH). Após a exposição a 600°C , foi possível observar a decomposição da etringita (pico E). Nessa mesma temperatura não ocorreu a decomposição da portlandita (picos P), porque o patamar de exposição na temperatura constante de 600°C foi apenas de 30 minutos, o que fez com que a temperatura interna do concreto fosse inferior à temperatura característica da decomposição da portlandita, aproximadamente 450°C (TAYLOR, 1997). Por outro lado, após a exposição a 600°C ocorreu a decomposição parcial do C-S-H, observada através da redução da intensidade do pico C/CSH, o que ajuda a explicar a redução da resistência do concreto convencional.

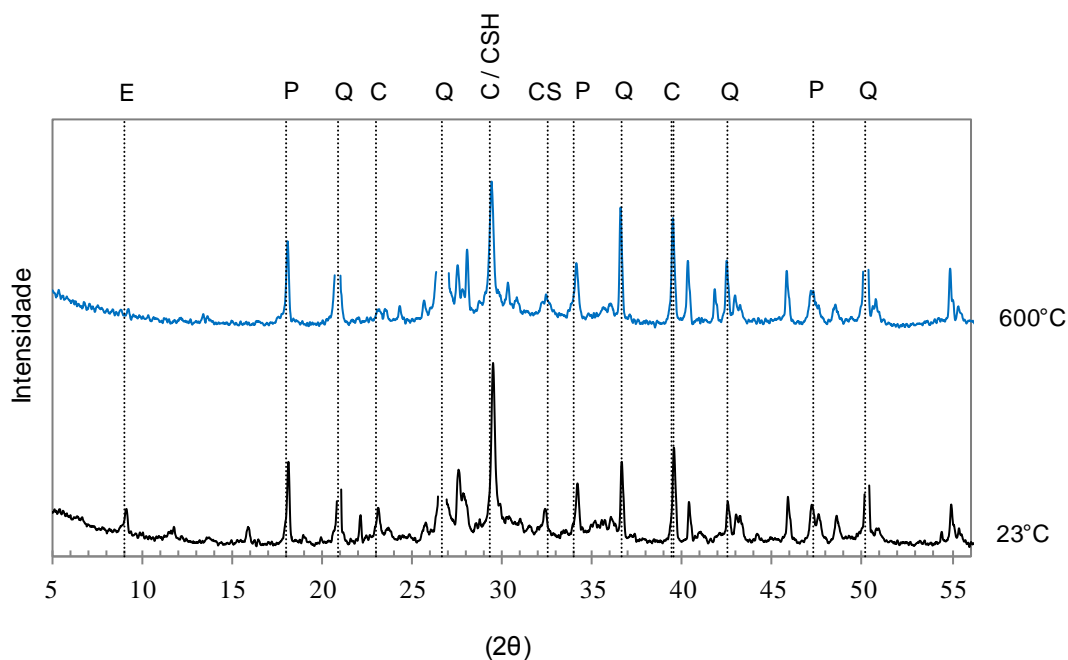


Figura 5.89 – DRX realizada no concreto convencional acondicionado no exterior e exposto a 600°C, onde E=Etringita, P=Portlandita, Q=Quartzo, C=Calcita, CS=Silicatos de cálcio e CSH=C-S-H

A Figura 5.90 mostra os espectrogramas resultantes da análise de DRX em 23°C e 600°C, realizada no concreto especial com CCA amorfa (CCA1) acondicionado no exterior.

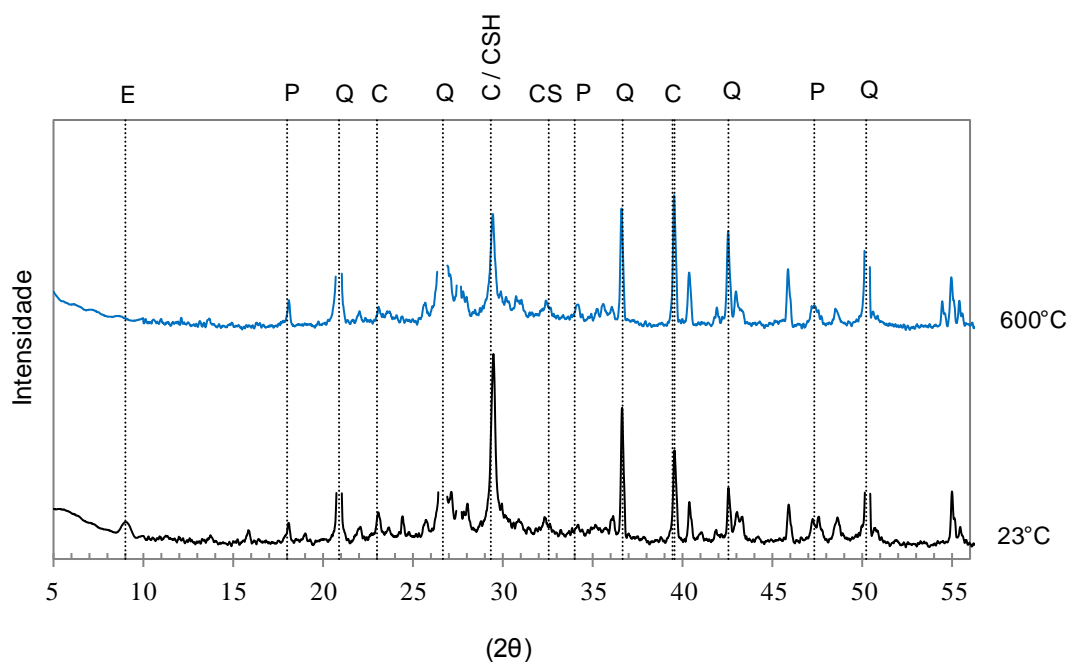


Figura 5.90 – DRX realizada no concreto com CCA1, acondicionado no exterior e exposto a 600°C, onde E=Etringita, P=Portlandita, Q=Quartzo, C=Calcita, CS=Silicatos de cálcio e CSH=C-S-H

Na análise de DRX realizada no concreto especial com 15% de substituição de CCA amorfa (CCA1) foram identificados na temperatura ambiente picos de quartzo (Q), picos de etringita (E), calcita (C), C-S-H (CSH) e portlandita (P), porém, sem intensidade significativa.

Após a exposição a 600°C e resfriamento lento, foi possível observar a decomposição total da etringita (pico E) e a redução da intensidade do pico C/CSH, que poderá indicar, como seria esperado, a decomposição parcial do gel de C-S-H, o que ajuda a explicar a redução da resistência mecânica. Os picos de portlandita permaneceram sem alterações significativas, o que indica que a temperatura no interior do corpo de prova foi inferior a 450°C.

Em uma primeira análise a redução do Ca(OH)_2 na temperatura ambiente indica que ocorreu a reação pozolânica, porém, a resistência à compressão do concreto com CCA1 acondicionado no exterior foi muito próxima à do concreto convencional, devido à deterioração associada ao envelhecimento natural. Ambos os concretos tiveram aumento significativo dos picos correspondentes a calcita devido ao acondicionamento no exterior, indicando a ocorrência de carbonatação. Na reação de carbonatação ocorre o consumo de portlandita, o que poderá ter interferido na reação pozolânica. Taylor (1997) afirma que a carbonatação contribui significativamente para a retração do concreto. Por outro lado, na superfície de vários corpos de prova de concreto com CCA1 expostos no exterior foram observadas manchas de cor branca, que podem ter sido causadas pela lixiviação do Ca(OH)_2 , decorrente dos ciclos alternados de molhagem e secagem. Helene (2001) afirma que as eflorescências de carbonato constituem um dos sintomas da lixiviação do concreto. Para Neville (2015) sucessivos ciclos de molhagem e secagem podem provocar instabilidade nos agregados através de alterações volumétricas significativas, com consequente deterioração do concreto. O autor afirma que os concretos totalmente hidratados e com carbonatação significativa perdem a capacidade de movimentação da umidade associada aos ciclos de molhagem e secagem, e, conseqüentemente, a retração residual da pasta aumenta com a secagem, com consequente aumento da deterioração do concreto. Por outro lado, pode ocorrer retração de longa duração devido à carbonatação do concreto.

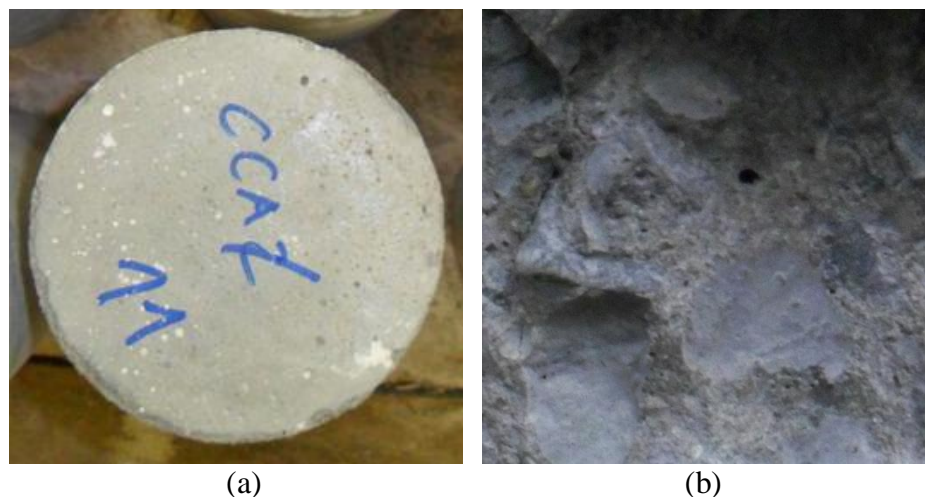


Figura 5.91 – Análise visual do concreto com CCA1 acondicionado no exterior (a) manchas brancas na superfície (b) interface entre agregado e pasta

5.6.3 Análise de DRX no concreto convencional após altas temperaturas e após reidratação

Neste item se apresentam os resultados das alterações na estrutura cristalina do concreto convencional, provocadas pela exposição a altas temperaturas.

5.6.3.1 Influência das altas temperaturas no concreto convencional

A Figura 5.92 apresenta os difratogramas obtidos através da análise de DRX, para o concreto convencional na temperatura ambiente e exposto, durante o tempo *steady state*, a 200°C, 400°C e 600°C, e resfriado lentamente.

Na temperatura ambiente foram identificados picos de quartzo (Q), associados à presença de partículas de agregado, larnita e alita (CS), calcita (C), portlandita (P), etringita (E), gipsita (sulfato de cálcio hidratado – pico G), e C-S-H (pico CSH), entre outros.

Após a exposição a 200°C o difratograma mostra ausência de picos de etringita ou sulfato de cálcio hidratado, indicando que estes compostos se decompueram totalmente nesta temperatura. De acordo com Castellote et al. (2004) a decomposição da etringita ocorre por volta de 100°C, o que foi confirmado pelas análises térmicas. Os picos cristalinos correspondentes a portlandita tiveram pequena redução de intensidade em 200°C, indicando que terá ocorrido alguma decomposição do CH, já os picos de silicatos de cálcio anidros permaneceram inalterados. A intensidade do pico correspondente a calcita/C-S-H aumentou

de intensidade, indicando a carbonatação da amostra, tal como foi observado por Alonso e Fernandez (2004).

Após a exposição a 400°C a intensidade dos picos de portlandita diminuiu consideravelmente, indicando a decomposição avançada do CH. Observou-se também redução significativa do pico de calcita/C-S-H, o que indica que terá ocorrido decomposição do C-S-H. Os picos correspondentes aos silicatos de cálcio anidros permaneceram inalterados.

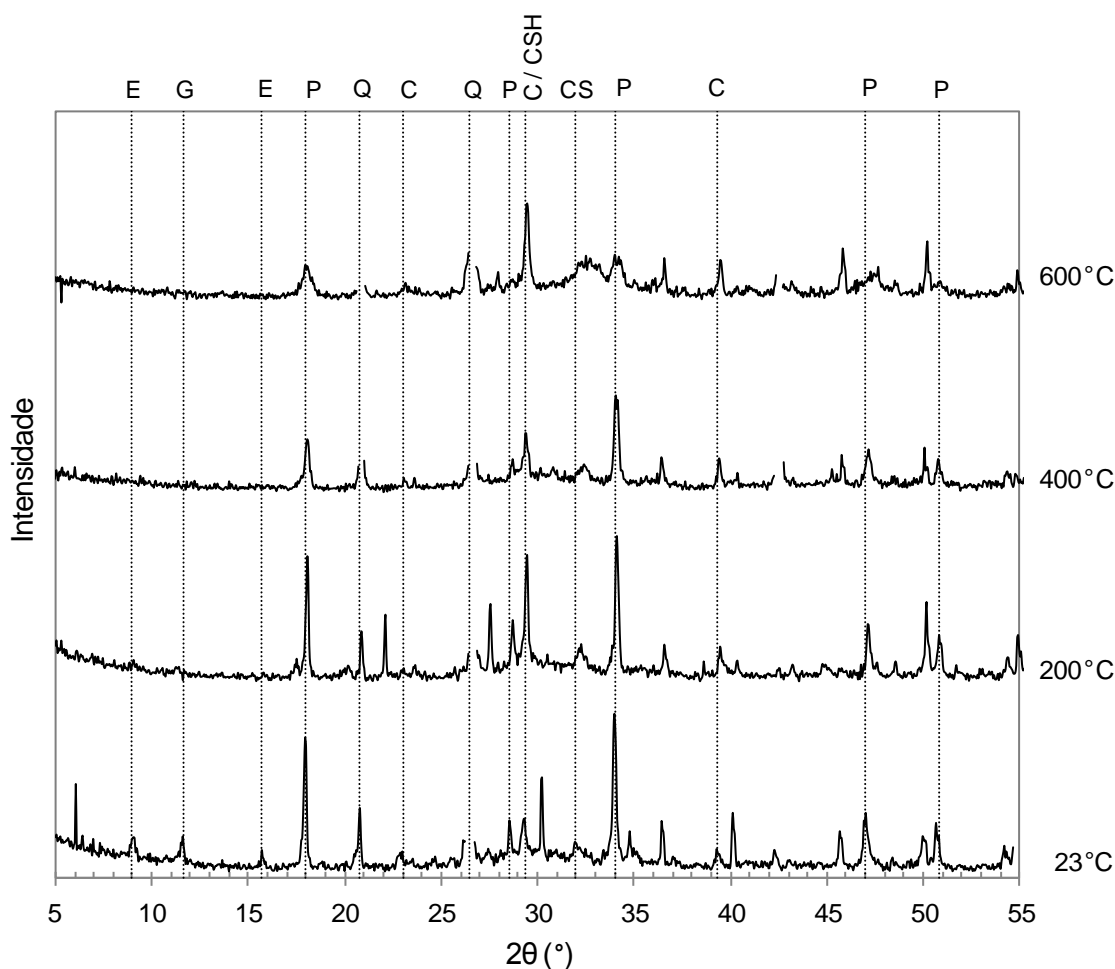


Figura 5.92 – DRX no concreto convencional exposto até 600°C, onde E=Etringita, G=Gipsita, P=Portlandita, Q=Quartzo, C=Calcita, CS=Silicatos de cálcio e CSH=C-S-H

Após a exposição a 600°C foi possível observar a redução quase total dos picos de portlandita, indicando que a desidroxilação da portlandita ocorreu entre 400°C e 600°C, com dissociação do Ca e $(OH)_2$. O difratograma mostra o aumento do pico correspondente à calcita/C-S-H, indicando a carbonatação do Ca proveniente da decomposição do $Ca(OH)_2$.

Em 600°C se observou também a transformação da região correspondente aos picos de CS, entre 32° e 33° (2θ), para forma de halo e com aumento de intensidade, indicando a desidratação dos silicatos de cálcio hidratados e a transformação do espectro cristalino dos silicatos de cálcio anidros. Alonso e Fernandez (2004) afirmam que a estrutura do novo silicato de cálcio formada acima dos 450°C é próxima à da larnita, porém, menos cristalina, e que a portlandita pode-se reidratar logo durante o processo de resfriamento, por isso é comum ainda observar picos referentes a este composto nas análises de DRX em concretos expostos a temperaturas superiores às características da desidroxilação do CH.

5.6.3.2 Influência da idade de reidratação no concreto convencional

A Figura 5.93 apresenta os difratogramas obtidos na análise de DRX, para o concreto convencional exposto a 600°C, resfriado lentamente e reidratado durante 1, 28 e 154 dias.

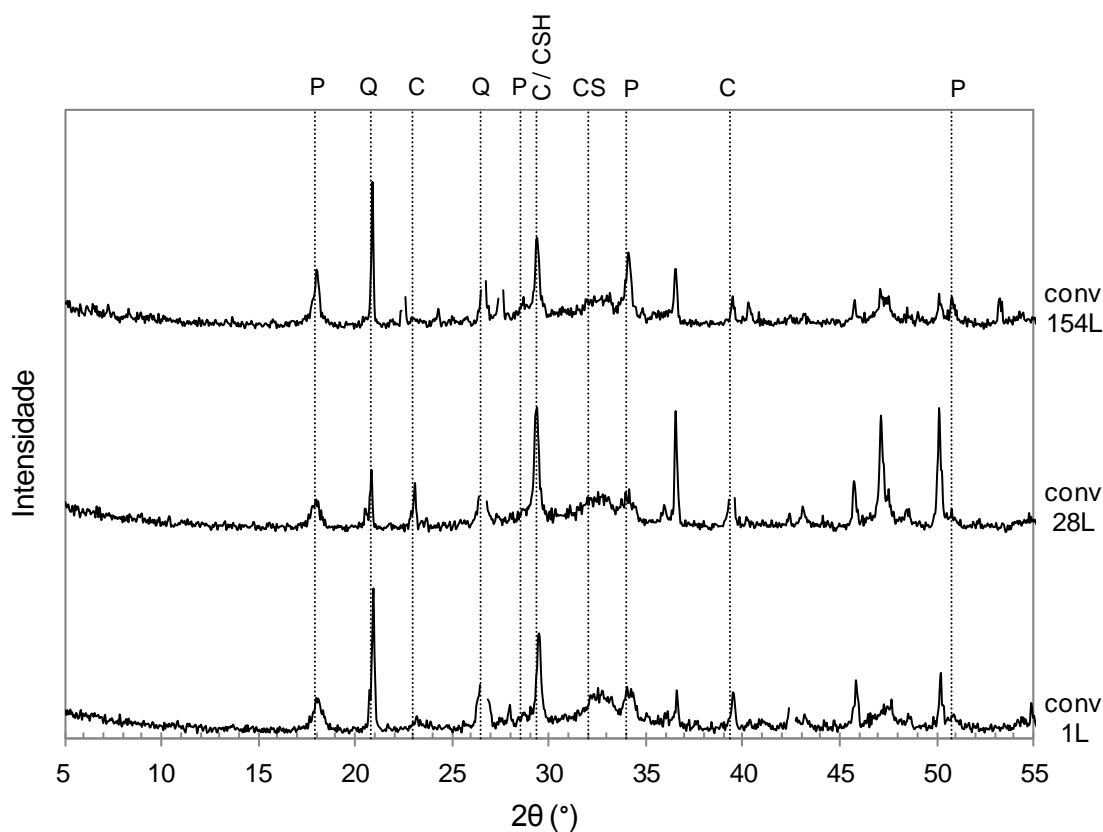


Figura 5.93 – DRX no concreto convencional exposto a 600°C, resfriado lentamente (L) e reidratado até 154 dias, onde P=Portlandita, Q=Quartzo, C=Calcita, CS=Silicatos de cálcio e CSH=C-S-H

Após 28 dias de reidratação foram identificados picos de quartzo (Q), associados à presença de partículas de agregado, calcita (C), portlandita (P), larnita (CS) e C-S-H (CSH), entre

outros. Entre o início da reidratação e os 28 dias os difratogramas mostraram ser próximos. Os picos referentes aos silicatos de cálcio desidratados e os picos de portlandita apresentaram uma tênue redução de intensidade. A redução da portlandita ajuda a explicar, em parte, a pequena redução da resistência residual, nos primeiros 28 dias de reidratação, devida à reidratação do CaO, que é um processo expansivo. Os picos correspondentes a calcita aumentaram indicando ter ocorrido carbonatação do Ca proveniente da decomposição da portlandita e dos silicatos de cálcio anidros com o CO₂ do meio ambiente.

Após 154 dias de reidratação também foram identificados picos correspondentes a portlandita, calcita, C-S-H e silicatos de cálcio anidros. Entre os 28 e 154 dias de reidratação as alterações nos difratogramas foram mais visíveis. O difratograma mostra o aumento dos picos correspondentes a portlandita, o que indica ter ocorrido reidratação do Ca, já os picos referentes aos silicatos de cálcio anidros permaneceram estáveis. A reidratação do CH está relacionada com a redução dos picos referentes a calcita, decorrente do menor teor de Ca disponível para a formação de CaCO₃. Isto indica que a portlandita reidratada preencheu parcialmente as descontinuidades e poros, o que ajuda a explicar o ligeiro aumento da resistência residual entre os 28 e 154 dias de reidratação.

A Figura 5.94 apresenta os difratogramas obtidos através da análise de DRX, para o concreto convencional exposto a 600°C e resfriado bruscamente e reidratado durante 7, 28 e 154 dias.

Os difratogramas mostram alterações significativas, comparativamente ao concreto exposto a 600°C, logo nos primeiros 7 dias de reidratação, após o resfriamento com imersão em água. Nos primeiros 7 dias de reidratação foram detectados picos correspondentes a quartzo (Q), portlandita (P), calcita (C), larnita e alita (CS) e C-S-H (pico CSH). O pico em 9° (2θ) indica que ocorreu reidratação dos aluminatos de cálcio. A intensidade dos picos correspondentes a silicatos de cálcio não hidratados diminuiu relativamente ao observado após exposição a 600°C, enquanto que os picos de portlandita aumentaram consideravelmente, o que indica que ocorreu a reidratação do Ca e dos silicatos de cálcio anidros. O pico de calcita/C-S-H, em 29° (2θ), apresentou intensidade ligeiramente inferior ao observado após a exposição a 600°C, indicando menor grau de carbonatação. A carbonatação da amostra não terá sido significativa devido à saturação dos poros provocada pela imersão em água. Estes resultados estão de acordo com os obtidos por Chromá et al. (2011), que detectaram a presença de etringita e portlandita recristalizadas no concreto reidratado em água durante 2 meses, após exposição a 600°C.

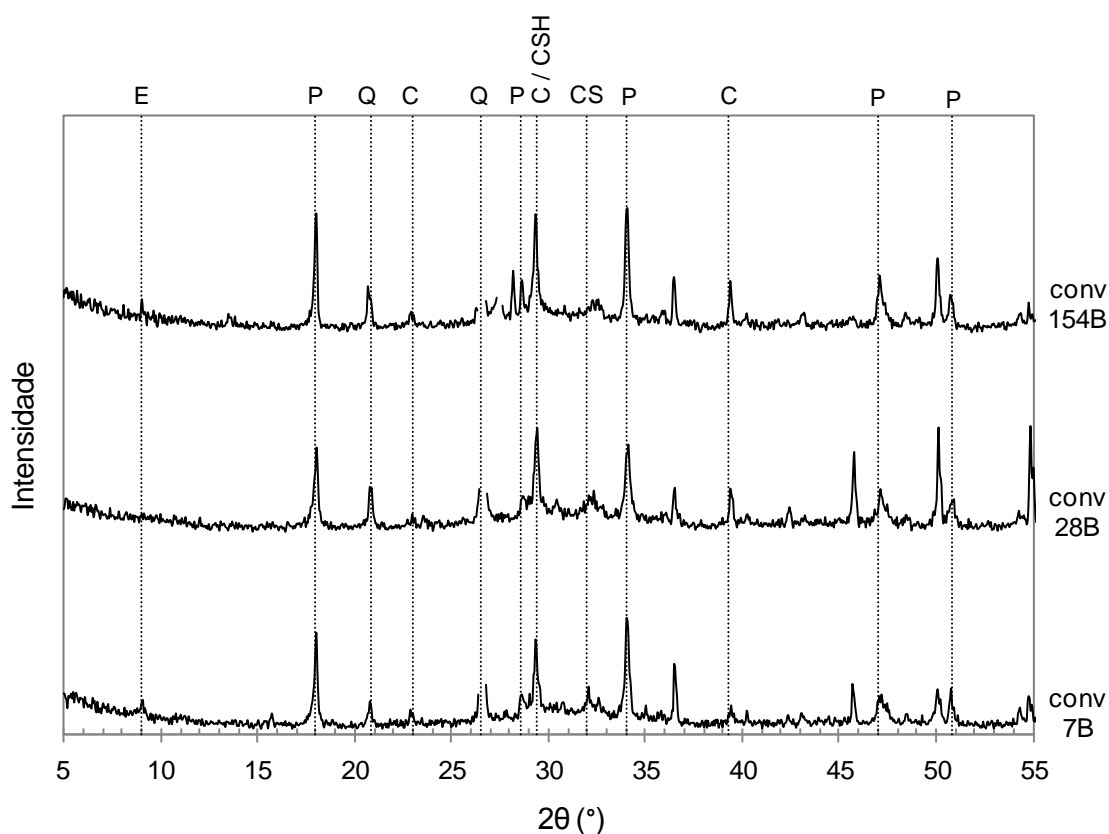


Figura 5.94 – DRX no concreto convencional exposto a 600°C, resfriado bruscamente (B) e reidratado até 154 dias, onde E=Etringita, P=Portlandita, Q=Quartzo, C=Calcita, CS=Silicatos de cálcio e CSH=C-S-H

Após 28 dias de reidratação as alterações cristalinas não foram significativas, porém, foram observadas algumas diferenças nos difratogramas. Foram detectados picos correspondentes a portlandita, calcita, alita, larnita e C-S-H. Os picos de silicatos de cálcio anidros não sofreram alteração significativa. Os picos de portlandita diminuíram ligeiramente de intensidade e o pico correspondente a calcita/C-S-H aumentou ligeiramente, indicando que terá ocorrido alguma carbonatação do concreto, decorrente da reação do Ca com o CO_2 .

Ao fim de 154 dias de reidratação foram detectados no difratograma do concreto com CCA1 resfriado bruscamente picos correspondentes a portlandita, calcita, larnita e C-S-H, entre outros. Foram observadas algumas alterações na configuração dos picos cristalinos. Os picos de silicatos de cálcio não hidratados reduziram ligeiramente de intensidade, relativamente aos 28 dias de reidratação. Os picos de portlandita aumentaram relativamente aos 7 e 28 dias de reidratação, o que indica que terá ocorrido reidratação do Ca e dos silicatos de cálcio não hidratados. O pequeno aumento nos picos de calcita indica pequeno aumento da carbonatação.

As alterações foram pouco significativas em comparação aos primeiros 7 dias de reidratação, o que está de acordo com os resultados obtidos para a resistência residual.

5.6.4 Análise de DRX no concreto com substituição de cinza de casca de arroz amorfa após altas temperaturas e após reidratação

Neste item se apresentam os resultados das alterações na estrutura cristalina do concreto com cinza de casca de arroz amorfa (CCA1), provocadas pela exposição a altas temperaturas.

5.6.4.1 Influência das altas temperaturas no concreto com substituição de cinza de casca de arroz amorfa

A Figura 5.95 mostra, através da análise de DRX, a influência do aquecimento nas alterações cristalinas do concreto especial com CCA amorfa (CCA1).

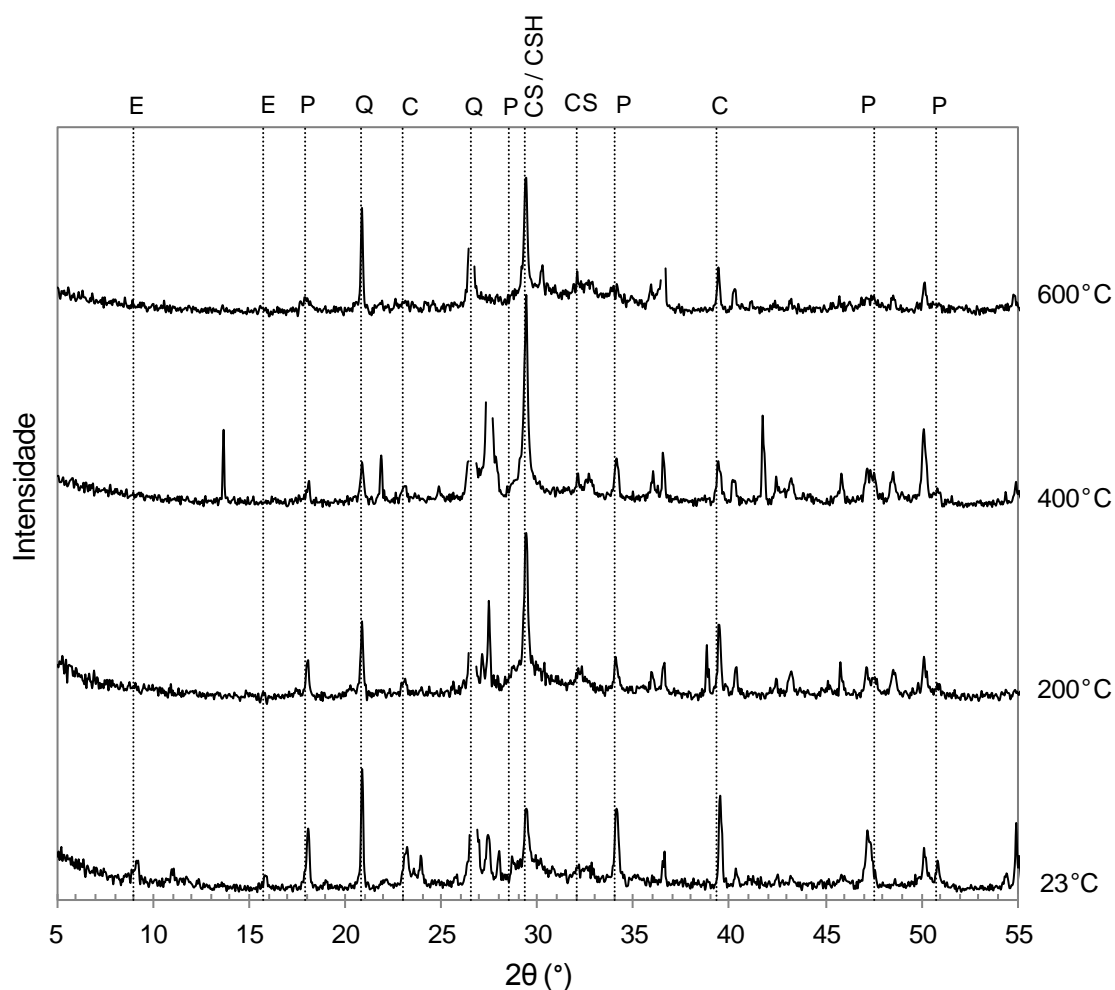


Figura 5.95 – DRX no concreto com CCA1, exposto até 600°C, onde E=Etringita, P=Portlandita, Q=Quartzo, C=Calcita, CS=Silicatos de cálcio e CSH=C-S-H

Na temperatura ambiente foram detectados picos de quartzo (Q), associados à presença de partículas de agregado, picos de etringita (E), portlandita (P), calcita (C), alita e belita (CS) e silicatos de cálcio hidratados (pico CSH). Quando comparado com o concreto convencional, a menor intensidade dos picos de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ no concreto com CCA1 indica que a reação pozolânica ocorreu, porém a portlandita não foi totalmente consumida. O pico correspondente a calcita/C-S-H tem intensidade superior ao concreto, convencional indicando a formação de C-S-H secundário, devido à reação pozolânica, ou maior grau de carbonatação da amostra.

Após a exposição a 200°C não se observou a presença de etringita. Os picos de portlandita reduziram substancialmente já em 200°C , indicando a redução do CH. O pico correspondente a calcita/C-S-H aumentou o que poderá indicar reação de hidratação secundária, provocada por cura térmica, como foi observado por Heikal (2008) ou carbonatação da amostra, resultante da reação de parte do Ca, proveniente da decomposição da portlandita, com o CO_2 do meio, coerente com as análises térmicas.

Após a exposição a 400°C a intensidade dos picos correspondentes a portlandita diminuiu, relativamente a 200°C . Em 400°C o pico correspondente a calcita/C-S-H aumentou consideravelmente de intensidade, indicando a carbonatação significativa do concreto com CCA, resultante da reação do Ca com o CO_2 , o que também foi observado nas análises térmicas. Os picos relativos aos silicatos de cálcio anidros sofreram alteração de forma, duplicando, porém mantendo a intensidade observada nos 200°C .

Após a exposição a 600°C os picos de portlandita reduziram praticamente na totalidade indicando a desidroxilação do composto. O pico correspondente a calcita/C-S-H reduziu relativamente aos 200°C e 400°C , porém teve intensidade maior do que na temperatura ambiente, indicando a redução do C-S-H e carbonatação. Em 600°C se observou também uma ligeira transformação da região correspondente aos picos de CS, entre 32° e 33° (2θ), para a forma de halo, menos evidente do que a observada no concreto convencional, sendo mais difícil identificar a mudança de fase do espectro cristalino dos silicatos de cálcio anidros, o que também foi observado por Heikal (2008) e Peng (2000) em concretos de alta resistência com adições pozolânicas. Também se observou a formação de um pequeno pico de parawollastonite (CaO), em 30° (2θ).

5.6.4.2 Influência da idade de reidratação no concreto com substituição de cinza de casca de arroz amorfa

A análise de DRX da Figura 5.96 mostra a influência da reidratação nos difratogramas do concreto especial com CCA amorfa (CCA1) aos 28 e 154 dias após exposição a 600°C e resfriamento lento.

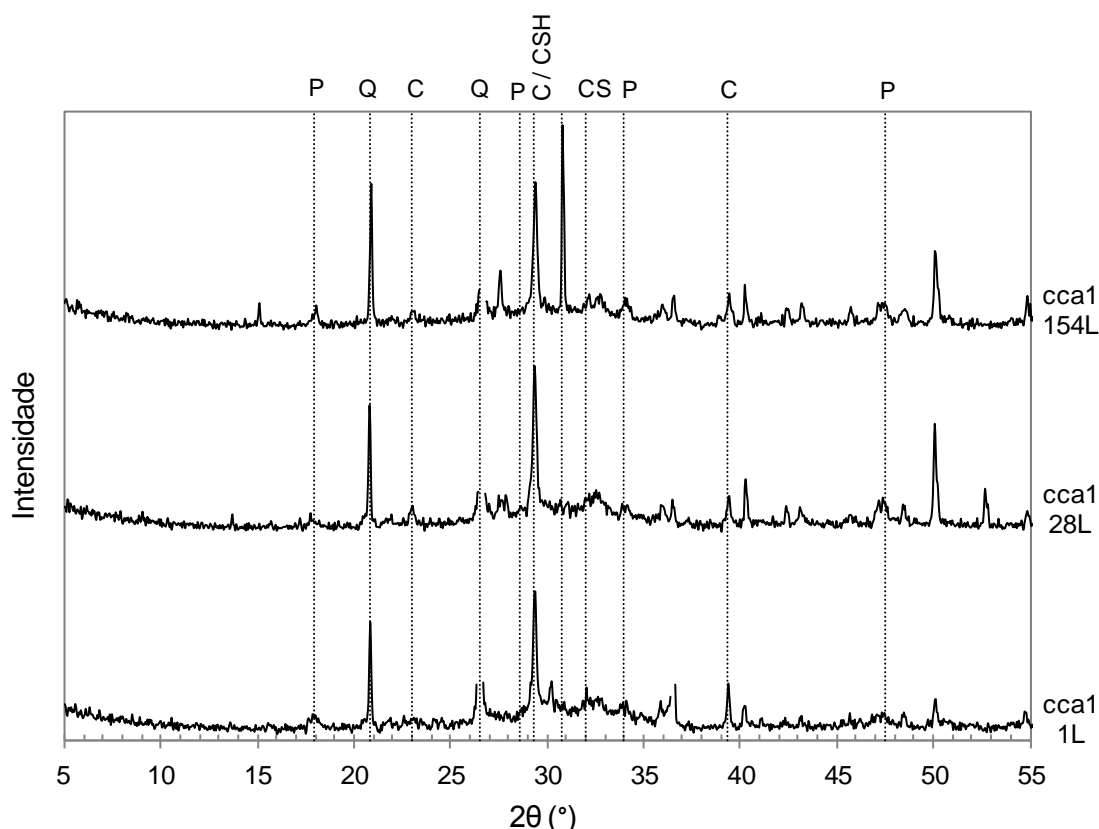


Figura 5.96 – DRX no concreto com CCA1, exposto a 600°C, resfriado lentamente (L) e reidratado até 154 dias, onde P=Portlandita, Q=Quartzo, C=Calcita, CS=Silicatos de cálcio e CSH=C-S-H

Após a reidratação durante 28 dias de reidratação do concreto com CCA1 exposto a 600°C e resfriado lentamente, não foram observadas alterações substanciais nos picos do difratograma. Detectaram-se picos de quartzo (Q) calcita (C), larnita e alita (CS), portlandita (P) e C-S-H (pico CSH). Os picos residuais correspondentes a portlandita permaneceram praticamente inalterados, relativamente ao início da reidratação. Os picos correspondentes a CS também permaneceram sem alterações significativas.

Por outro lado, aos 28 dias de reidratação, se observou aumento no pico correspondente a calcita/C-S-H, indicando um maior grau de carbonatação da amostra. Se observou a formação de um pico com pouca intensidade em 28° (2θ) correspondente a silico-aluminatos de cálcio hidratados (gismondine), o que pode indicar alguma reidratação dos aluminatos com a umidade do meio. A reidratação dos aluminatos é um processo expansivo o que pode ajudar a explicar a pequena redução da resistência residual aos 28 dias de reidratação.

Ao fim de 154 dias de reidratação também não se observaram mudanças substanciais no difratograma, porém ocorreram algumas alterações. Foram detectados picos de quartzo (Q), calcita (C), portlandita (P), gismondine, correspondente ao pico 28° (2θ), larnita e alita (CS) e C-S-H (pico CSH). Os picos referentes a calcita diminuíram ligeiramente e se observou um aumento muito reduzido na intensidade dos picos de portlandita, indicando que ocorreu alguma reidratação do Ca residual. Observou-se um pequeno aumento na intensidade do pico correspondente a gismondine, indicando a formação de silico-aluminatos hidratados (C-A-S-H). Os picos referentes a CS se mantiveram praticamente inalterados. Os difratogramas mostram que a reidratação do concreto resfriado lentamente não provocou alterações consideráveis na estrutura cristalina, o que está de acordo com as análises térmicas e é coerente com a não recuperação significativa da resistência. Porém, a reduzida reidratação observada permitiu diminuir parcialmente as descontinuidades da pasta, o que ajuda a explicar a pequena recuperação da resistência residual entre os 28 e 154 dias de reidratação. Para Morsy et al. (2008) em concretos reidratados esse aumento pode ser atribuído à formação de fases de C-A-S-H.

A Figura 5.97 apresenta os difratogramas obtidos através da análise de DRX, para o concreto especial exposto a 600°C , resfriado bruscamente e reidratado durante 7, 28 e 154 dias.

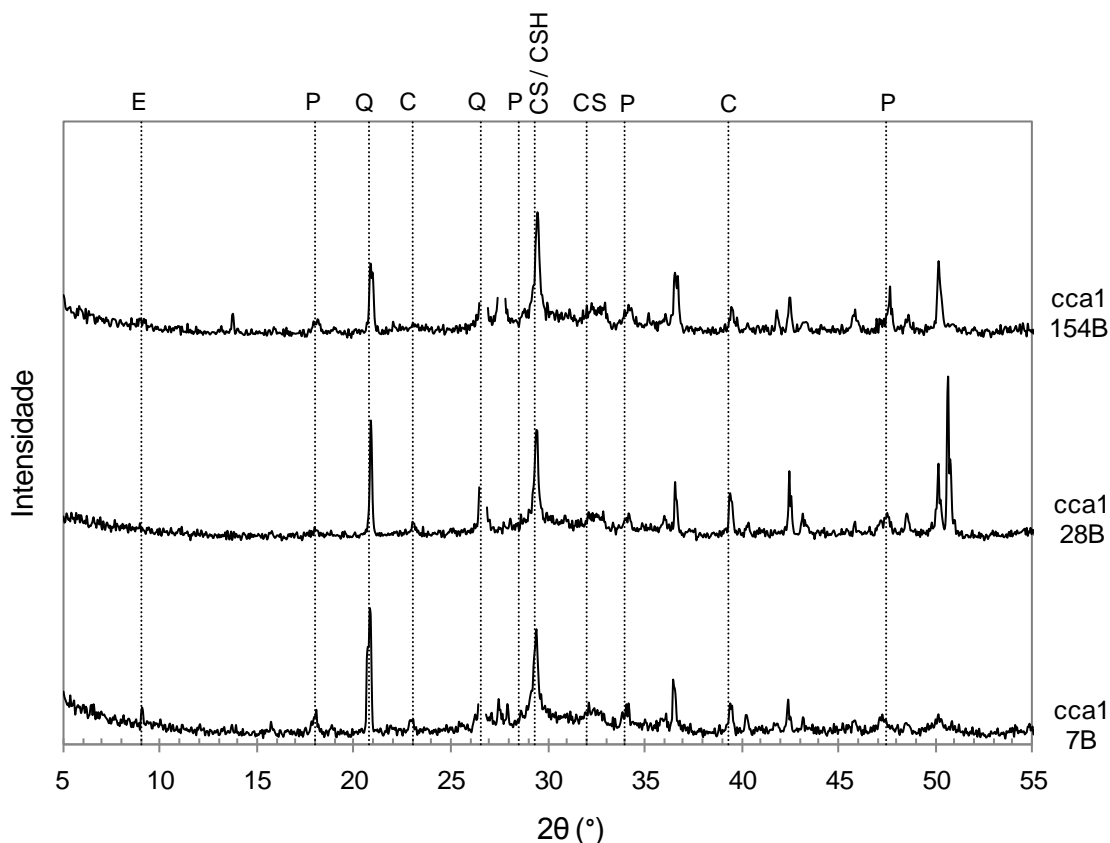


Figura 5.97 – DRX no concreto com CCA1, exposto a 600°C, resfriado bruscamente (B) e reidratado até 154 dias, onde E=Etringita, P=Portlandita, Q=Quartzo, C=Calcita, CS=Silicatos de cálcio e CSH=C-S-H

Nos primeiros 7 dias de reidratação do concreto com CCA1 resfriado com imersão em água não se observaram alterações substanciais na configuração do difratograma, relativamente à exposição a 600°C e resfriamento lento, porém, foram observadas algumas diferenças. Foram detectados picos de quartzo (Q), calcita (C), portlandita (P), larnita e alita (CS), C-S-H (pico CSH) e etringita (E). O pico de calcita/C-S-H foi inferior ao observado após a exposição a 600°C e resfriamento lento, o que indica menor grau de carbonatação, inibida pela saturação dos poros decorrente do resfriamento com imersão em água. Ocorreu a formação de um pico em 9° (2θ), que indica reidratação dos aluminatos de cálcio. Os picos correspondentes aos silicatos de cálcio anidros permaneceram sem alterações significativas. A intensidade dos picos de portlandita em 18° (2θ) teve pequeno aumento, indicando que ocorreu alguma reidratação do Ca.

Após 28 dias de reidratação foram identificados picos correspondentes a quartzo (Q), calcita (C), portlandita (P), larnita e alita (CS) e C-S-H (CSH). O pico de calcita/C-S-H teve pequeno aumento de intensidade. Os picos correspondentes a CS mantiveram-se sem alterações significativas. Relativamente aos primeiros 7 dias de reidratação, a intensidade dos picos de portlandita reduziu e não se detectaram picos de etringita.

Ao fim de 154 dias de reidratação, foram identificados picos de quartzo (Q), calcita (C), portlandita (P), larnita e alita (CS) e C-S-H (CSH). O difratograma não apresenta alterações consideráveis, porém se observaram algumas mudanças. O pico referente a calcita/C-S-H aumentou ligeiramente de intensidade, indicando alguma carbonatação da amostra ou a formação de C-S-H através da reidratação. Os picos de portlandita praticamente se mantiveram inalterados, tendo aumentado muito pouco de intensidade relativamente aos 28 dias, sendo próximos aos obtidos nos primeiros 7 dias de reidratação. Os picos de CS não apresentaram alterações significativas.

Os difratogramas indicam que, de forma geral, entre os 7 dias e os 154 dias de reidratação não se observaram alterações substanciais na configuração dos difratogramas do concreto especial resfriado bruscamente, o que está de acordo com os resultados obtidos na resistência residual. Por outro lado, os resultados são menos expressivos comparando com os obtidos nas análises térmicas, que alterações significativas após reidratação, indicando formação considerável de etringita e de portlandita, devido às reações de reidratação.

5.7 ANÁLISES TÉRMICAS (TG, DTG E DTA)

Neste item são apresentados os resultados das análises térmicas de termogravimetria (TG), termogravimetria derivativa (DTG) e análise térmica diferencial (DTA).

A termogravimetria ou análise termogravimétrica (TG ou TGA – *Thermogravimetric Analysis*) é habitualmente utilizada para determinar a composição da pasta de cimento hidratada em elevadas temperaturas (ALARCON-RUIZ et al., 2005; ALONSO e FERNANDEZ, 2004). Na análise TG é medida a massa da amostra em função da temperatura de exposição enquanto o material é aquecido ou resfriado, em ambiente controlado com taxa constante pré-estabelecida. Dessa forma, através da perda de massa e função da temperatura pode ser determinada a composição de um material, conhecidas as temperaturas características de decomposição das fases constituintes do material. Através da termogravimetria derivativa (DTG) é possível medir a taxa de perda de massa em função da temperatura, permitindo identificar as fases presentes na amostra com maior precisão, já que cada uma delas possui uma temperatura de pico típica. Já a análise térmica diferencial (DTA - *Differential Thermal Analysis*) permite obter temperaturas características relativas a mudanças de fase importantes, medindo a diferença de temperatura da amostra em relação a uma amostra inerte de referência, em função da temperatura de exposição.

Em pastas convencionais de cimento Portland a perda de água livre ocorre por volta dos 100°C. A perda de massa entre 200°C e 450°C é devida à desidratação do C-S-H. A portlandita se decompõe em CaO e água, ou desidroxila, em temperaturas entre 425°C e 550°C, sendo que a decomposição do Ca(OH)₂ neste estágio pode não ser completa. Acima de 550°C a perda de massa é devida à decomposição final do C-S-H e dos aluminatos e à descarbonatação do CaCO₃, sendo que neste estágio perdas de massa acima de 3% indicam carbonatação elevada. A decomposição do CaCO₃ ocorre, habitualmente, entre 650°C e 850°C. (TAYLOR, 1997).

Para Bhatti (1985) a desidratação da água livre nos capilares e no C-S-H ocorre até 180°C. Entre 180°C e 440°C a decomposição da pasta é devida à desidratação do C-S-H e entre 440°C e 580°C a perda de massa é provocada pela desidroxilação do Ca(OH)₂. Para temperaturas entre 580°C e 1000°C a perda de massa ocorre essencialmente através da descarbonatação da calcita.

5.7.1 Análises térmicas no concreto convencional

As Figuras 5.98 e 5.99 apresentam as análises TG e DTG realizadas no concreto convencional na temperatura ambiente, após exposição às altas temperaturas de 200°C, 400°C e 600°C, e resfriamento lento, e aos 154 dias de reidratação após resfriamentos lento e brusco.

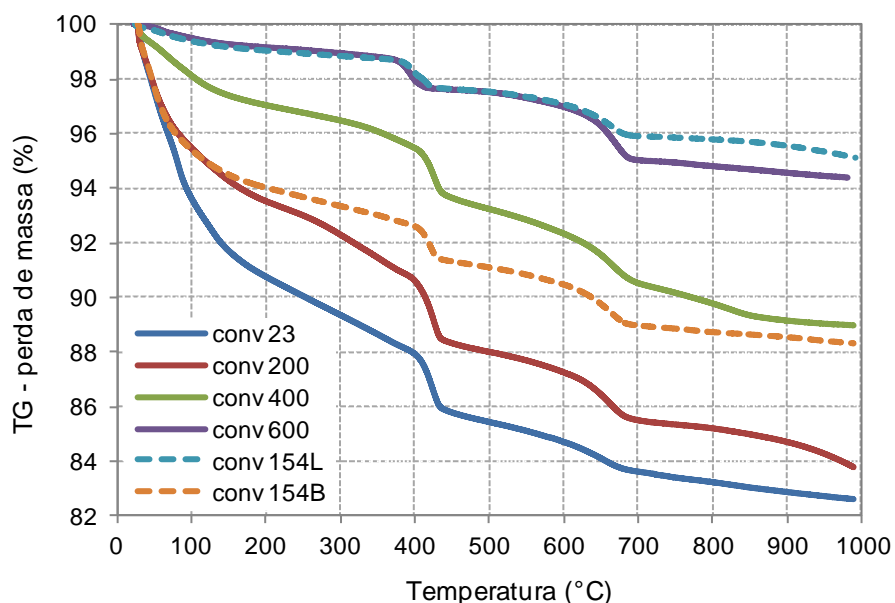


Figura 5.98 – TG no concreto convencional exposto até 600°C, e aos 154 dias de reidratação após resfriamentos lento (L) e brusco (B)

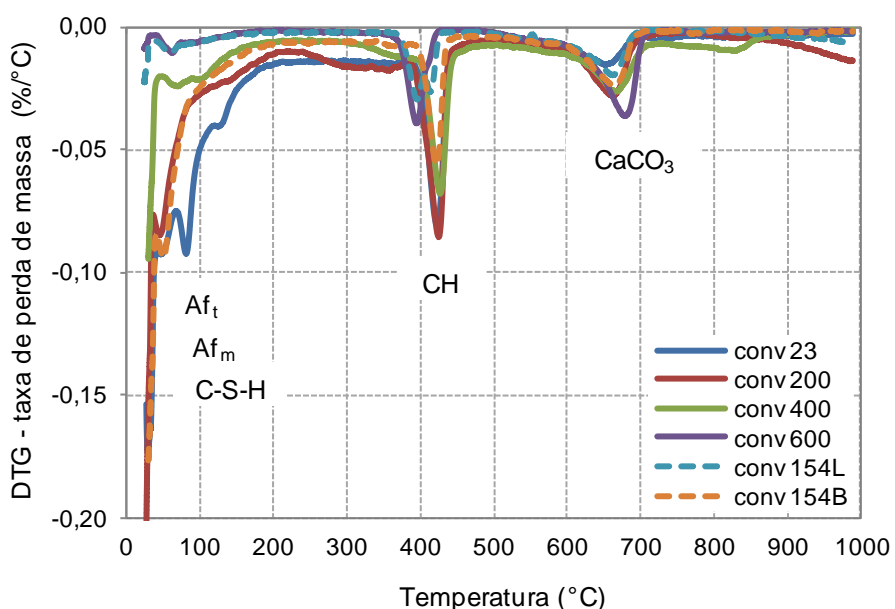


Figura 5.99 – DTG no concreto convencional exposto até 600°C, e aos 154 dias de reidratação após resfriamentos lento (L) e brusco (B)

A curva TG mostra para os primeiros 150°C perda de massa acentuada no concreto convencional, que corresponde à evaporação da água livre e à água nos poros capilares, assim como, à desidratação do gel de C-S-H, indicada pelo pico próximo a 100°C, e à decomposição dos aluminatos de cálcio hidratados, especificamente etringita (Af_1) e monossulfato hidratado (Af_m), cujos picos se observam na curva DTG, aproximadamente em 55°C e 130°C. Entre 150°C e 410°C a perda de massa é aproximadamente linear, decorrente da desidratação do C-S-H. Entre 400°C e 440°C se dá uma perda brusca de massa, observável também no pico da curva DTG, indicando a desidroxilação do $Ca(OH)_2$. Acima de 440°C a perda de massa continua decorrendo de forma aproximadamente linear, porém menos acentuada, e é devida ao avanço da decomposição do C-S-H. Entre 600°C e 700°C o declive da curva TG aumenta bruscamente, indicando o início do processo de dissolução do CO_2 , associado à descarbonatação da calcita ($CaCO_3$), predominantemente amorfa, já que a decomposição das fases cristalinas dos carbonatos costuma ocorrer em faixas de temperatura mais elevadas, entre 800°C e 900°C.

A decomposição do C-S-H, que é a principal fase aglomerante, ocorre numa faixa bastante ampla de temperaturas devido à sua característica amorfa. A decomposição do C-S-H com o aumento da temperatura consiste numa reação de desidratação que ocorre em várias etapas devido à estrutura do gel e à presença de água ligada em diferentes níveis, o que requer o consumo de diferentes quantidades de energia. Harmathy (1970) observou nas análises de TG que a decomposição do C-S-H ocorreu em uma primeira etapa, para temperaturas entre 105°C e 300°C, e posteriormente, em uma segunda etapa, em temperaturas entre 650°C e 800°C.

Nas amostras expostas previamente a 200°C e 400°C, as curvas TG mostram gradualmente menor perda de massa até aos 100°C, o que indica um progressivo estado de desidratação das amostras. Nas amostras aquecidas a 200°C a curva DTG mostra um ligeiro pico próximo aos 50°C, indicando que terá ocorrido alguma reidratação dos aluminatos de cálcio da amostra com a umidade do meio, formando etringita. Nas amostras aquecidas previamente a 400°C essa reidratação praticamente não ocorreu. Até 400°C, a perda de massa nas amostras expostas previamente a 200°C e 400°C ocorreu de forma aproximadamente linear, sendo que nas amostras submetidas a 200°C a perda de massa entre 100°C e 400°C foi ligeiramente superior à observada no concreto na temperatura ambiente, o que poderá indicar alguma hidratação tardia do concreto nessa temperatura. Entre os 400°C e 440°C, no concreto aquecido a 200°C, e entre 410°C e 450°C, no concreto aquecido a 400°C, ocorreu perda

brusca de massa devido à decomposição da portlandita, cujos picos característicos se observam nas respectivas curvas DTG. Entre os 600°C e 700°C se deu a perda de massa associada à descarbonatação do CaCO_3 , de forma similar na temperatura ambiente e após a exposição a 200°C e 400°C, o que indica graus próximos de carbonatação para o concreto convencional exposto a esses patamares de exposição.

Nas amostras aquecidas a 600°C, a perda de massa foi praticamente linear até 400°C e substancialmente inferior às amostras na temperatura ambiente e expostas a 200°C e 400°C, o que indica maior grau de desidratação e menor quantidade de C-S-H. Praticamente não ocorreu reidratação dos aluminatos de cálcio. Entre 380°C e 420°C ocorreu pequena perda brusca de massa, correspondente à decomposição da portlandita, indicando que, tal como observaram Alarcon-Ruiz et al. (2005) e Castellote et al. (2004), em concretos aquecidos até 600°C, a desidroxilação da portlandita é reversível, porém, como a decomposição da portlandita reidratada ocorreu em temperatura inferior à do concreto íntegro, os resultados apontam para um grau de cristalinidade inferior. Entre 420°C e 640°C a perda de massa foi pequena e ocorreu de forma linear, devido à decomposição do C-S-H. As curvas TG e DTG mostram que a descarbonatação ocorreu em temperaturas superiores às observadas anteriormente, entre 640°C e 700°C, indicando que ocorreu recristalização da calcita, tal como observaram Alarcon-Ruiz et al. (2005) e Alonso e Fernandez (2004). No concreto convencional exposto a 600°C a perda de massa decorrente da descarbonatação foi superior a todos os patamares de temperatura e ocorreu de forma mais acentuada, o que indica grau de carbonatação mais severo.

No concreto convencional exposto a 600°C, resfriado lentamente e reidratado durante 154 dias em ambiente controlado, as análises de TG e DTG mostram que as perdas de massa após 100°C foram similares ao concreto exposto a 600°C sem reidratação. Até 100°C a perda de massa na curva TG foi muito pequena e não existem picos significativos característicos da decomposição da etringita na curva DTG, indicando que a reidratação dos aluminatos de cálcio foi praticamente irreversível. A perda de massa devida à desidratação do C-S-H indica grau de desidratação substancial, à semelhança do ocorrido no concreto aquecido a 600°C, resfriado lentamente e não reidratado. Foi possível observar na curva TG perda de massa pequena, porém brusca, entre 380°C e 430°C, em grau próximo ao obtido no concreto exposto a 600°C, indicando que, após 154 dias, ocorreu recristalização da portlandita através da reidratação. A curva DTG apresenta pico duplo, em forma de “s”, referente à desidroxilação do $\text{Ca}(\text{OH})_2$, o que poderá indicar diferentes estruturas cristalinas de portlandita no concreto

convencional reidratado. Nos difratogramas também foi observada a formação de portlandita através da reidratação do concreto convencional resfriado lentamente, porém, em grau superior ao observado no concreto não reidratado. O grau de carbonatação, identificado através da perda de massa entre 640°C e 700°C, mostrou ser inferior ao observado no concreto exposto a 600°C e não reidratado.

No concreto convencional resfriado lentamente não ocorreu reidratação significativa dos aluminatos de cálcio, nem maior grau de recristalização da portlandita, comparativamente ao observado na amostra exposta a 600°C sem reidratação. Isto explica, em parte, o não ter ocorrido recuperação significativa da resistência do concreto convencional resfriado lentamente e reidratado.

No concreto exposto a 600°C, resfriado bruscamente com imersão em água e reidratado durante 154 dias em ambiente controlado, as análises de TG e DTG mostram perda de massa acentuada até 100°C, próxima à obtida no concreto convencional exposto a 200°C sem reidratação. Essa perda de massa foi devida à desidratação do C-S-H e decomposição dos aluminatos de cálcio hidratados, identificada pelo pico na curva DTG próximo aos 50°C, indicando que ocorreu reidratação dos aluminatos de cálcio. Acima de 100°C, a perda de massa devido à desidratação do C-S-H foi superior à observada no concreto exposto a 600°C, resfriado lentamente com e sem reidratação. Isto indica que ocorreu formação de C-S-H através da reidratação após resfriamento com imersão em água. Nas curvas TG e DTG foi possível observar perda de massa brusca, entre 410°C e 430°C, superior à obtida no concreto exposto a 600°C sem reidratação, indicando que terá ocorrido formação de portlandita através da reidratação, o que está de acordo com o observado nas análises de DRX. O grau de carbonatação foi inferior ao obtido após exposição a 600°C, porém superior ao do concreto resfriado lentamente e reidratado durante 154 dias, conforme mostra a perda de massa entre 640°C e 700°C. Os resultados indicam que a recuperação parcial da resistência residual no concreto resfriado e reidratado com água foi devida ao preenchimento dos vazios e fissuras com aluminatos de cálcio, C-S-H e portlandita resultantes das reações de reidratação.

No concreto convencional resfriado bruscamente ocorreu reidratação significativa dos aluminatos de cálcio, assim como considerável recristalização da portlandita, comparativamente ao observado na amostra exposta a 600°C sem reidratação. Isto explica, em parte, a recuperação parcial da resistência do concreto convencional resfriado bruscamente e reidratado.

A Figura 5.100 apresenta as análises DTA realizadas no concreto convencional.

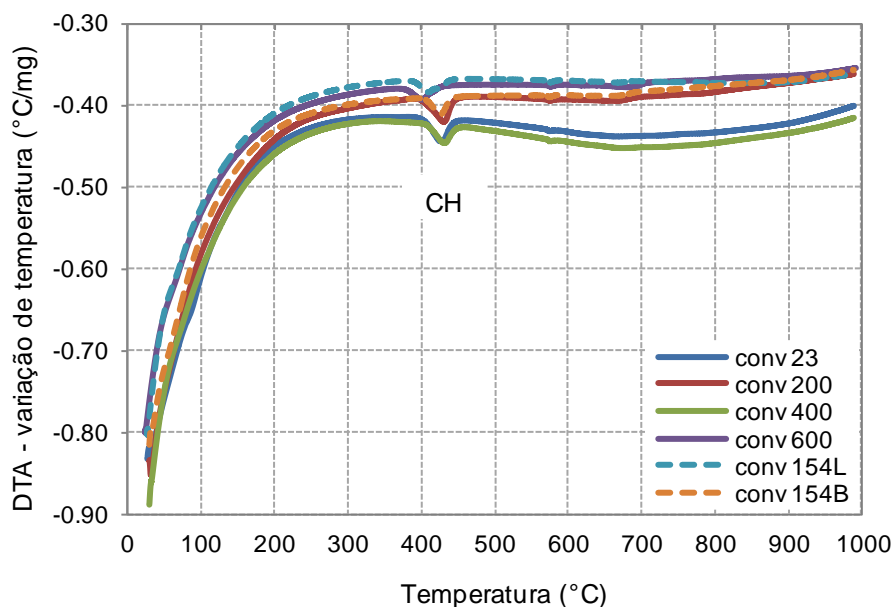


Figura 5.100 – DTA no concreto convencional exposto até 600°C, e aos 154 dias de reidratação após resfriamentos lento (L) e brusco (B)

Através das curvas DTA é possível observar que em todas as amostras de concreto convencional não existem eventos exotérmicos ou endotérmicos significativos até aproximadamente 400°C. Os picos endotérmicos observado nas curvas DTA correspondem à decomposição da portlandita, situados entre 400°C e 450°C.

As curvas DTA mostram picos com menor intensidade para os concretos expostos a 600°C sem e com reidratação posterior, sendo que o pico referente à decomposição do Ca(OH)_2 do concreto exposto a 600°C sem reidratação é o que se encontra mais deslocado à esquerda, indicando portlandita com grau de cristalinidade inferior.

O pico da curva DTA referente ao concreto convencional resfriado lentamente e reidratado durante 154 dias é o menos acentuado, indicando menor quantidade de energia utilizada na decomposição da portlandita residual.

5.7.2 Análises térmicas no concreto com substituição de cinza de casca de arroz amorfa

As Figuras 5.101 e 5.102 apresentam as análises TG e DTG para o concreto com CCA amorfa (CCA1) exposto até 600°C, e resfriado lentamente, e aos 154 dias de reidratação, após resfriamentos lento e brusco.

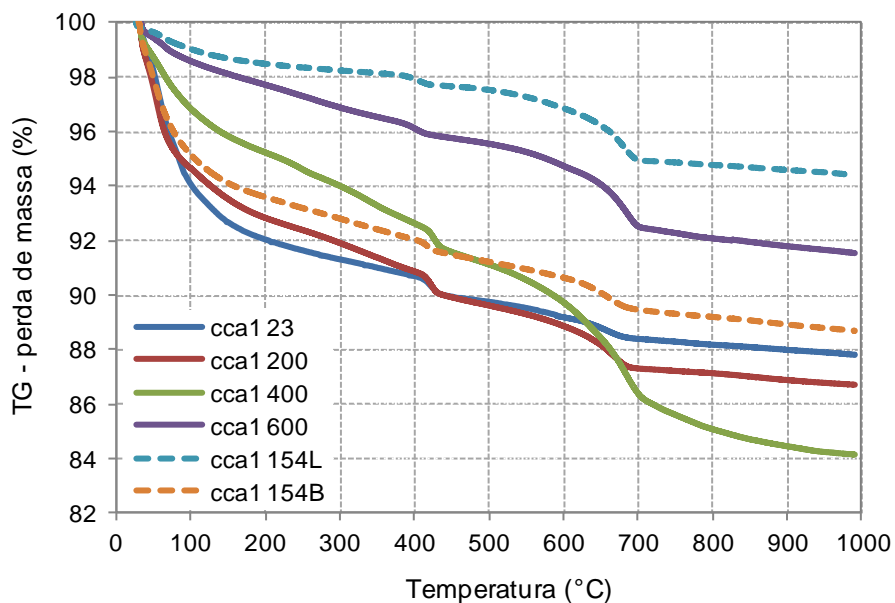


Figura 5.101 – TG no concreto com CCA1, exposto até 600°C, e aos 154 dias de reidratação após resfriamentos lento (L) e brusco (B)

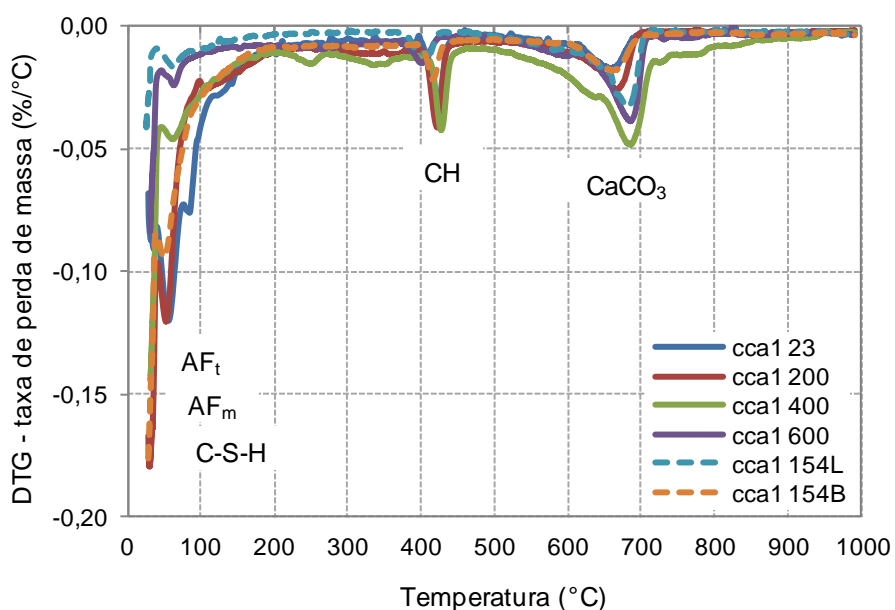


Figura 5.102 – DTG no concreto com CCA1, exposto até 600°C, e aos 154 dias de reidratação após resfriamentos lento (L) e brusco (B)

A curva DTG correspondente ao concreto com CCA1 íntegro mostra o resultado da reação pozolânica, através da redução no pico de portlandita, correspondente à região entre 400°C e 500°C. A menor perda de massa associada à decomposição da portlandita, em comparação ao concreto convencional, indica maior grau de hidratação, associado à formação de C-S-H secundário.

No concreto com CCA1 íntegro ocorreu perda de massa significativa nos primeiros 150°C, que corresponde à evaporação da água livre presente nos capilares e fisicamente adsorvida, à decomposição dos aluminatos de cálcio hidratados, evidenciada pelo pico da curva DTG próximo a 50°C, e à desidratação do gel de C-S-H, observada no pico em 100°C. O pico próximo a 130°C indica a decomposição do monossulfato. Entre 150°C e 410°C a perda de massa decorreu de forma menos acentuada, aproximadamente linear, devido essencialmente à desidratação do C-S-H. Entre 410°C e 430°C ocorreu perda de massa brusca, indicando a desidroxilação do Ca(OH)_2 na temperatura característica próxima a 425°C. Esta perda de massa foi inferior e ocorreu em menor intervalo de temperatura, relativamente ao observado no concreto convencional, o que está de acordo com o menor teor de Ca(OH)_2 , devido à reação pozolânica. Acima de 430°C a perda de massa decorreu de forma aproximadamente linear, indicando a continuação do processo de decomposição do C-S-H, porém, de forma menos acentuada do que na etapa anterior. Entre 600°C e 700°C ocorreu o início do processo de dissolução do CO_2 , associado à descarbonatação do CaCO_3 , predominantemente amorfo, já que a decomposição das fases cristalinas dos carbonatos ocorre normalmente em faixas mais elevadas de temperatura, entre 800°C e 900°C.

No concreto com CCA1 exposto previamente a 200°C ocorreu perda de massa até aos 150°C inferior à do concreto com CCA1 íntegro, indicando maior grau de desidratação. O pico da curva DTG próximo a 50°C indica que a decomposição dos aluminatos de cálcio hidratados foi reversível, ou seja, ocorreu a formação de etringita devido à reidratação da amostra com a umidade do meio. O pico da curva DTG correspondente à desidroxilação da portlandita, em temperatura próxima a 425°C, foi maior do que o observado na temperatura ambiente, indicando que ocorreu recristalização da portlandita e hidratação tardia. A decomposição do C-S-H se deu de forma linear até 600°C e foi ligeiramente mais acentuada relativamente à observada na temperatura ambiente, o que poderá estar associado a hidratação tardia no concreto exposto a 200°C. Entre 600°C e 690°C ocorreu o processo de descarbonatação da calcita, indicando maior quantidade de CaCO_3 presente na amostra aquecida a 200°C, relativamente à temperatura ambiente, coerente com as análises de DRX. Entre 700°C e 1000°C a decomposição foi praticamente residual. A perda total de massa foi superior à observada no concreto com CCA1 padrão e pode ser explicada pelo maior grau de carbonatação da amostra.

Após exposição a 400°C, o concreto especial apresentou até 150°C perda de massa inferior à amostra padrão e à amostra exposta previamente a 200°C, evidenciando o aumento da

desidratação do concreto. O pico da curva DTG próximo a 50°C indica ter ocorrido reidratação da etringita, porém, em menor grau relativamente ao observado na amostra exposta a 200°C. A desidratação do C-S-H ocorreu de forma praticamente linear até 600°C e a perda de massa foi mais acentuada do que as observadas em 23°C e 200°C, o que poderá indicar hidratação tardia do concreto com CCA1 através da cura térmica, que ocorre durante a movimentação da água do interior para a superfície do corpo de prova. A desidroxilação do Ca(OH)_2 ocorreu aproximadamente na temperatura de 425°C, de forma similar à observada no concreto com CCA1 exposto previamente a 200°C. Entre 600°C e 700°C ocorreu perda de massa brusca, devido à decomposição do CaCO_3 . As curvas TG e DTG indicam que a carbonatação do concreto com CCA1 se agravou no concreto exposto a 400°C, o que também foi observado nas análises de DRX, com aumento da intensidade dos picos correspondentes a calcita. A perda de massa total no concreto com CCA1 exposto a 400°C foi superior às registradas em 23°C e 200°C e foi devida, na maior parte, ao maior grau de carbonatação do concreto.

Na amostra de concreto com CCA1 aquecida previamente a 600°C, a perda de massa até 150°C foi muito reduzida, indicando um elevado grau de desidratação da amostra. O primeiro pico observado na curva DTG indica não ter ocorrido reidratação significativa dos aluminatos de cálcio. A perda de massa devida à decomposição do C-S-H foi aproximadamente linear até 600°C. O pico correspondente à desidroxilação da portlandita está associado a temperatura característica inferior às anteriores, de 400°C, e apresenta intensidade reduzida, indicando que a reidratação da portlandita decomposta praticamente não ocorreu. A descarbonatação do CaCO_3 ocorreu entre 640°C e 700°C. A perda de massa nesta faixa de temperatura foi significativa, associada ao grau de carbonatação elevado após a exposição a 600°C.

No concreto com CCA1 exposto a 600°C, resfriado lentamente e reidratado durante 154 dias em ambiente controlado, as análises de TG e DTG mostram que as perdas de massa até aos 150°C foram praticamente residuais, evidenciando grau elevado de desidratação. A configuração das curvas TG e DTG foi próxima ao concreto exposto a 600°C, não reidratado. A reidratação dos aluminatos de cálcio foi muito reduzida, analogamente ao observado no concreto convencional. A perda de massa provocada pela desidratação do C-S-H entre 150°C e os 600°C foi aproximadamente linear e inferior à perda de massa observada no concreto exposto a 600°C sem reidratação, indicando que não ocorreu reidratação do C-S-H. Foi possível observar perda de massa muito reduzida aproximadamente em 400°C, indicando que

terá ocorrido uma tênue recristalização da portlandita, através da reidratação do concreto especial durante 154 dias, em grau próximo ao obtido no concreto não reidratado, o que está de acordo com as análises de DRX. O grau de carbonatação mostrou ser próximo ao observado no concreto exposto a 600°C não reidratado, identificado na curva DTG entre 600°C e 700°C.

No concreto especial resfriado lentamente não ocorreu reidratação significativa dos aluminatos de cálcio, nem formação considerável de portlandita, comparativamente ao observado na amostra exposta a 600°C sem reidratação. Isto explica, em parte, o não ter ocorrido recuperação significativa da resistência após a reidratação do concreto especial resfriado lentamente.

No concreto especial com CCA1 exposto a 600°C, resfriado bruscamente com imersão em água e reidratado durante 154 dias em ambiente controlado, as análises de TG e DTG mostram até 150°C perda de massa significativamente mais acentuada do que no concreto resfriado lentamente, sem e com reidratação, e próxima ao concreto exposto a 200°C sem reidratação. Essa perda de massa é essencialmente devida à evaporação da água livre nos poros e à perda de água adsorvida no gel de C-S-H, assim como, à decomposição dos aluminatos de cálcio hidratados, identificada na curva DTG pelo pico de intensidade próximo a 60°C. Isto indica que ocorreu reidratação dos aluminatos de cálcio. Entre 150°C e 600°C, a perda de massa devida à desidratação do C-S-H ocorreu de forma linear e foi próxima à observada em 600°C. A curva DTG mostra que terá ocorrido pequena formação de portlandita através da reidratação, indicada pelo pico situado entre 410°C e 430°C, em concordância com as análises de DRX. Entre 600°C e 700°C ocorreu perda de massa brusca, associada à descarbonatação do CaCO_3 , que ocorreu aproximadamente em 650°C, conforme mostra a curva DTG. O grau de carbonatação foi inferior ao obtido em 600°C sem reidratação.

No concreto especial resfriado bruscamente ocorreu reidratação significativa dos aluminatos de cálcio, assim como, formação de portlandita, superior à observada na amostra exposta a 600°C sem reidratação. Isto explica, em parte, o aumento da resistência do concreto especial resfriado bruscamente e reidratado.

A Figura 5.103 apresenta as análises DTA realizadas no concreto com CCA1, na temperatura ambiente, após exposição às altas temperaturas de até 600°C e após 154 dias de reidratação.

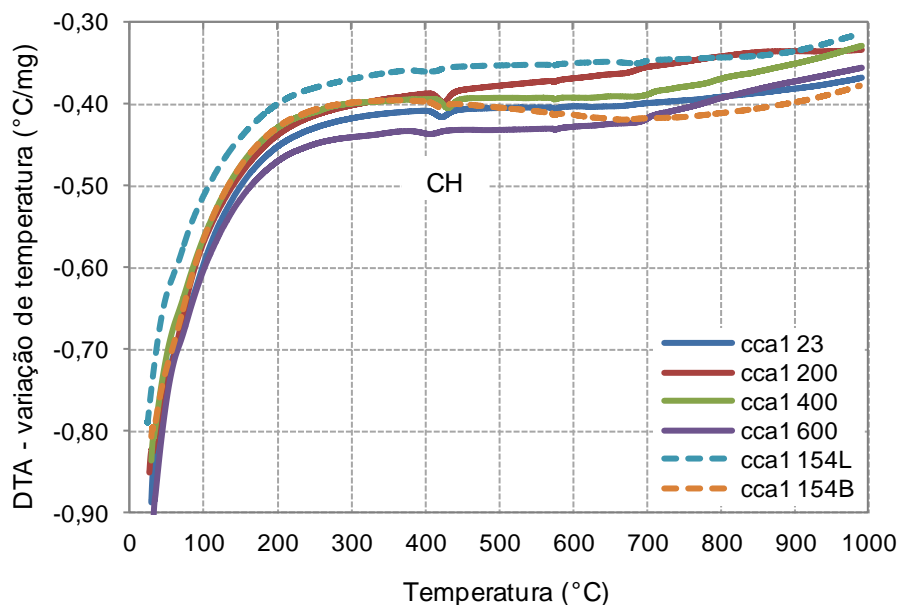


Figura 5.103 – DTA no concreto com CCA1, exposto até 600°C, e aos 154 dias de reidratação após resfriamentos lento (L) e brusco (B)

As curvas DTA mostram que em todas as amostras de concreto com CCA1 não existem eventos exotérmicos ou endotérmicos significativos até aproximadamente 400°C. Os picos endotérmicos observado nas curvas DTA para os concretos aquecidos e não reidratados correspondem à decomposição da portlandita, entre 400°C e 430°C. Estes picos apresentam menor intensidade do que os observados no concreto convencional, devido à redução do teor de portlandita, provocada pela reação pozolânica.

As curvas DTA para os concretos expostos a 600°C e reidratados posteriormente não apresentam picos significativos. A temperatura característica da decomposição da portlandita foi inferior para o concreto com CCA1 exposto a 600°C, aproximadamente 400°C, que corresponde ao pico endotérmico mais deslocado à esquerda na Figura 5.103, indicando a alteração da estrutura cristalina do composto.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste item apresentam-se as principais conclusões do trabalho, válidas para os ensaios realizados neste trabalho, elaboradas com base na análise dos resultados experimentais. Complementarmente são apresentadas sugestões para trabalhos futuros, que permitam dar continuidade à linha de pesquisa proposta no trabalho.

6.1 CONCLUSÕES

A etapa exploratória do programa experimental da pesquisa aqui apresentada procurou avaliar a influência da temperatura de exposição, do tipo de cinza de casca de arroz (CCA) utilizada na mistura de concreto enquanto substituição parcial do cimento Portland, do ambiente de acondicionamento para a estabilização da resistência e da umidade do concreto antes da exposição às altas temperaturas, da taxa de aquecimento e do tempo de exposição às altas temperaturas na resistência residual à compressão e no módulo estático de elasticidade dos concretos convencional e com CCA amorfa (CCA1) e parcialmente cristalina (CCA2).

Na etapa principal, após exposição a 600°C durante o patamar de tempo necessário para atingir-se o estado térmico *steady state*, procurou-se avaliar a influência do modo de resfriamento, do teor de substituição de cinza de casca de arroz na mistura de concreto e da idade de reidratação na capacidade de recuperação da resistência dos concretos convencional e com CCA amorfa (CCA1), danificados pela ação da alta temperatura.

Complementarmente, procurou-se avaliar em ambas as etapas a correlação entre a velocidade de propagação de pulso ultrassônico e a resistência à compressão dos concretos.

Os resultados obtidos mostram que os fatores controláveis propostos a estudo afetaram significativamente os resultados experimentais. Verificou-se que a maior parte das interações de segunda ordem entre os fatores controláveis também influenciou os resultados experimentais. Isto indica um planejamento adequado ao estudo proposto.

Após a análise dos resultados da etapa exploratória conclui-se que a temperatura de exposição foi o fator que mais influenciou significativamente os resultados. A resistência à compressão, o módulo de elasticidade e a massa diminuíram com o aumento da temperatura de exposição e a redução das propriedades mecânicas foi mais acentuada acima de 400°C. A extensão da

fissuração superficial aumentou com o aumento da temperatura de exposição, e foi mais severa em 600°C. A redução do módulo de elasticidade ocorreu de forma mais acentuada do que a redução observada na resistência à compressão.

O concreto especial com cinza de casca de arroz predominantemente cristalina (CCA2), menos reativa e com maior teor de carbono, teve um pior desempenho em altas temperaturas, quer em termos de resistência, módulo de elasticidade e perda de massa, no entanto, apesar do pior desempenho, poderá ser uma alternativa viável considerando os ganhos em termos de sustentabilidade. O concreto especial com cinza de casca de arroz amorfa (CCA1) apresentou um desempenho ligeiramente inferior ao do concreto convencional em 200°C, para ambos os patamares de exposição, de 30 minutos e patamar *steady state*, devido essencialmente aos efeitos da poro-pressão, associados à maior compactidade do material. Os resultados indicam que, para dosagens de concretos com resistências iguais, a incorporação de CCA amorfa poderá ser benéfica considerando sustentabilidade e comportamento do concreto em altas temperaturas.

Os concretos acondicionados no ambiente interior controlado obtiveram maiores resistências na temperatura ambiente do que os acondicionados em ambiente exterior submetidos a envelhecimento natural, através dos ciclos de molhagem e secagem, variação térmica e radiação solar. Devido à lixiviação do hidróxido de cálcio provocada pelo envelhecimento natural, o concreto com de casca de arroz amorfa acondicionado no exterior obteve resistência inicial consideravelmente inferior à obtida no ambiente interior e próxima à do concreto convencional, indicando redução da sua porosidade inicial, obtendo um desempenho nas altas temperaturas superior ao obtido após acondicionamento em ambiente controlado. Por outro lado, o ambiente de acondicionamento não afetou significativamente o desempenho do concreto convencional na temperatura ambiente e em altas temperaturas. Isto ocorreu porque o processo de hidratação do cimento CPV-ARI, de alta resistência inicial, ocorreu praticamente na totalidade após os 28 dias de cura úmida, reduzindo o impacto de uma eventual deterioração provocada pelo acondicionamento no exterior.

A taxa de aquecimento influenciou significativamente a resistência residual dos concretos, sendo que o aquecimento rápido provocou maior redução na resistência residual do concreto com CCA1, observando-se a ocorrência de *spalling* localizado na superfície, o que confirma que no concreto de maior resistência, por ser menos poroso, o nível de tensões provocado pelos gradientes térmicos foi superior.

O tempo de exposição influenciou significativamente as propriedades mecânicas dos concretos. A redução da resistência à compressão, do módulo estático de elasticidade e da massa, quer do concreto convencional, quer do concreto especial com cinza de casca de arroz amorfa, expostos a 200°C, 400°C e 600°C durante o tempo *steady state*, necessário para se atingir a temperatura uniforme em toda a massa do corpo de prova, foi significativamente maior do que a redução observada para a temperatura de ensaio constante durante 30 minutos. Isto ocorreu essencialmente porque a exposição às altas temperaturas durante 30 minutos não foi suficiente para garantir uma temperatura uniforme em toda a massa do concreto. Dessa forma, a degradação dos concretos nesse patamar de exposição dependeu das transformações físicas e químicas associadas a uma determinada temperatura, inferior à temperatura de ensaio, e aos gradientes térmicos entre as camadas mais superficiais e internas dos corpos de prova.

As análises térmicas mostram que a redução da resistência em 200°C está associada à evaporação da água contida nos poros capilares, à decomposição dos aluminatos hidratados e ao início da decomposição do gel de C-S-H. Em 400°C, a redução da resistência dos concretos decorreu da evaporação da água do gel durante a desidratação do C-S-H, ao aumento da porosidade e da microfissuração devida à retração térmica. Entre 400°C e 600°C, tanto as análises térmicas, quanto as análises de DRX mostram que a degradação no concreto convencional se acentuou devido à desidroxilação da portlandita, com liberação de CaO, o que provocou um aumento da fissuração devida à expansão volumétrica da pasta. Na exposição a 600°C durante o tempo *steady state*, a redução acentuada da resistência do concreto com CCA1 deveu-se à desidratação significativa do gel de C-S-H, como mostram as análises de DTG e de DRX, porém, também ocorreu decomposição da portlandita que não foi consumida na reação pozolânica.

A redução da resistência e do módulo de elasticidade está associada ao aumento da porosidade total e da microfissuração da pasta, como mostram as imagens de MEV, em alta resolução. Em 200°C a maior degradação do concreto com CCA amorfa, comparativamente ao concreto convencional, foi devida ao efeito da poro-pressão, que provocou o aumento da microfissuração e, conseqüentemente, o aumento da porosidade total residual. No estado térmico *steady state* em 600°C a degradação dos concretos foi mais acentuada devido ao aumento das tensões internas decorrentes da expansão do agregado silicoso, agravando significativamente o grau de microfissuração na zona de transição, devido à incompatibilidade

térmica entre pasta e agregado. Por ser mais poroso na zona de transição, permitindo o alívio de tensões, esse efeito foi menos severo no concreto convencional, não se observando a ocorrência de *spalling*.

Comparando os resultados experimentais com os valores de projeto foi possível observar que os valores obtidos experimentalmente para a resistência residual se encontram dentro dos intervalos de valores propostos pelo ACI 216.1 e pela NBR 15200, sendo que o concreto convencional se aproximou dos valores menos severos, especificados pelo ACI 216.1 considerando ensaios realizados na condição a quente e propostos pela NBR 15200, adaptada do Eurocode 2, considerando concretos de resistência convencional. O concreto com CCA amorfa, mais resistente, se aproximou dos valores mais severos, ou seja, dos valores residuais obtidos após resfriamento lento.

Na etapa exploratória se obteve boa correlação entre a porosidade total e a resistência à compressão, através dos modelos de regressão linear e exponencial, o que permite justificar a redução da resistência com o aumento da porosidade, devido à ação térmica. Foi possível estabelecer correlação forte, através do modelo de regressão exponencial, entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão, comprovando que na temperatura ambiente e em altas temperaturas o módulo depende fortemente da resistência. O elevado grau de correlação entre a perda de massa e o módulo de elasticidade indica que o módulo residual depende fortemente da redução da densidade do concreto. A estimativa da resistência à compressão a partir da velocidade de pulso ultrassônico apresentou bons graus de correlação para o modelo de regressão exponencial, porém, o grau de correlação entre a VPU e o módulo de elasticidade foi mais forte. Desta forma, a velocidade de propagação de pulso de ultrassônico pode ser usada como parâmetro para avaliar a qualidade e a uniformidade do material após a exposição a altas temperaturas, associada ao aumento da porosidade e ao progresso da fissuração do concreto com o aumento da temperatura.

Através da análise de regressão múltipla foi possível estabelecer correlações fortes através dos modelos de regressão bilinear e polinomial para a determinação analítica da resistência à compressão e do módulo estático de elasticidade em função dos fatores controláveis temperatura de exposição e teor de substituição de CCA amorfa.

Na etapa principal, foi possível concluir que o modo de resfriamento influenciou significativamente a redução da resistência residual do concreto convencional e do concreto

especial com 15% de substituição de cinza de casca de arroz amorfa. O resfriamento com imersão em água produziu elevados gradientes térmicos em ambos os concretos expostos a 600°C durante o tempo *steady state*, com aumento do grau de fissuração e consequente redução da resistência. Essa redução foi mais acentuada no concreto com CCA amorfa, por ser menos poroso, o que dificulta o alívio de tensões provocadas pelo choque térmico.

O modo de resfriamento também influenciou significativamente o processo de reidratação dos concretos, especialmente nas primeiras idades de reidratação. Os concretos resfriados lentamente não conseguiram recuperar significativamente a resistência ao longo de 154 dias de reidratação ao ar, se observando redução da resistência ao longo dos primeiros 28 dias. Isto se deveu essencialmente à expansão da pasta devido à reidratação do CaO com a umidade do meio, sendo que a presença de CCA no concreto especial não reduziu o efeito expansivo. As análises térmicas não mostram alterações significativas, relativamente à exposição a 600°C, nos concretos reidratados durante 154 dias após resfriamento lento. No entanto, ao fim de 154 dias de reidratação ocorreu pequena recuperação da resistência relativamente aos 28 dias, devido à recristalização da portlandita no concreto convencional, após o processo inicial expansivo, e à formação de alumino-silicatos de cálcio no concreto com CCA amorfa, como mostram as análises de DRX. A formação destes compostos, ainda que em pequeno grau, terá contribuído para o preenchimento parcial de fissuras e poros, como mostram as imagens de MEV, o que explica o pequeno aumento da resistência nesse período. Apesar da pequena recuperação, ambos os concretos não conseguiram reverter a degradação inicial da resistência, provocada pela exposição a 600°C.

Ambos os concretos resfriados bruscamente tiveram um aumento significativo da resistência logo nos primeiros 7 dias de reidratação e após esse período a resistência tendeu a estabilizar. Isto indica que logo nas primeiras idades a recuperação da resistência foi devida à reidratação do cimento CPV-ARI e que em longo prazo não ocorreu aumento da resistência no concreto especial com CCA devido a eventual reidratação pozolânica.

Nas análises térmicas de TG e DTG foi possível observar que o resfriamento com imersão em água durante duas horas possibilitou a reidratação dos alumino-silicatos de cálcio e do gel de C-S-H, tanto no concreto convencional, quanto no concreto com CCA1. As análises de DTG e DRX mostram que no concreto convencional ocorreu reidratação da portlandita em maior grau, comparativamente ao concreto especial, devido à presença de CCA.

Através da microscopia eletrônica de varredura (MEV) foi possível observar as alterações microestruturais nas pastas de cimento e nos concretos expostos a altas temperaturas e reidratados. Após a exposição a 600°C a matriz cimentícia se tornou mais descontínua devido à desidratação dos silicatos, às expansões volumétricas e às deformações térmicas diferenciais, com surgimento de fissuras e aumento da porosidade total.

Nas imagens obtidas por MEV, a pasta dos concretos resfriados lentamente, quer do concreto convencional, quer do concreto com cinza de casca de arroz amorfa, permaneceu consideravelmente desidratada ao longo do tempo. As imagens de alta resolução mostram que o grau de microfissuração manteve-se elevado nos primeiros 28 dias da reidratação, porém, indicam ter ocorrido alguma redução das discontinuidades após esse período, o que está de acordo, com a reduzida e gradual recuperação da resistência residual, observada em ambos os concretos, entre os 28 dias e 154 dias de reidratação.

As imagens de MEV mostram que a absorção de água através dos poros e fissuras dos concretos contribuiu para que a reidratação parcial ocorresse, quer no concreto convencional, quer no concreto com CCA amorfa. As análises de MEV e de EDS mostram a formação de compostos reidratados, especificamente, etringita, monossulfato, portlandita e C-S-H.

As análises de MEV, de DRX e de DTG devem ser utilizadas em conjunto para avaliar com maior confiança as alterações microestruturais dos concretos tanto expostos a altas temperaturas como reidratados, no entanto, as análises térmicas de DTG, por si só, já mostram alterações significativas nos compostos da microestrutura.

Devido à reação dos compostos desidratados da pasta com a água absorvida no resfriamento brusco, a reidratação dos concretos permitiu a regeneração parcial da matriz cimentícia, com o preenchimento de poros e fissuras. Este preenchimento parcial dos vazios com novos produtos de reidratação provocou um aumento relativo da resistência residual, atingindo-se nos primeiros 7 dias de reidratação valores máximos de 40% e 30% da resistência inicial, respectivamente, para o concreto convencional e concreto com cinza de casca de arroz amorfa, ou seja, respectivamente recuperação de 60% e 50% relativamente à resistência obtida logo após o resfriamento brusco. Apesar da reidratação dos compostos, a matriz permaneceu desestruturada ao longo de todo o período de reidratação, e por isso, a resistência residual dos concretos não recuperou significativamente ao final dos 154 dias de reidratação.

Na etapa principal devido ao elevado grau de microfissuração, à formação diferenciada de compostos reidratados e à variação da quantidade de água nos poros dos concretos, após o resfriamento e durante a reidratação, não foi possível obter correlações satisfatórias entre as grandezas. Esses fatores devem ser levados em conta na interpretação dos resultados da VPU em concretos reidratados após serem resfriados por diferentes modos. Por outro lado, os resultados dos ensaios de VPU mostram que os concretos mantiveram grau de deterioração elevado ao longo de todo o período de reidratação, variando entre “pobre” e “muito pobre”, ou seja, não foi possível reverter significativamente o estado de degradação através da auto-regeneração, o que está de acordo com os resultados obtidos para a resistência residual.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Esta tese contribuiu para avançar no conhecimento do comportamento sob a ação das altas temperaturas e da capacidade de auto-regeneração do concreto convencional e de concretos especiais, sustentáveis, com substituição de CCA.

Ao longo deste trabalho foram surgindo algumas questões que não puderam ser respondidas por limitação do programa experimental. A resposta a essas questões pode contribuir para o desenvolvimento da linha de pesquisa apresentada e para o avanço na compreensão dos fenômenos associados à capacidade de regeneração do concreto após a ação das altas temperaturas. Dessa forma se apresentam sugestões para trabalhos futuros:

- a) Testar concretos especiais que utilizem diferentes teores de substituição, assim como, diferentes tipos de CCA e outras relações água/aglomerante na mistura;
- b) Testar diferentes modos de resfriamento e ambientes de reidratação após a exposição a altas temperaturas, especificamente, reidratação saturada com imersão em água e reidratação não saturada através de cura úmida;
- c) Avaliar a influência do tratamento superficial do concreto após a exposição a altas temperaturas e resfriamento com água, comparando diferentes técnicas de impermeabilização dos corpos de prova, após o resfriamento;
- d) Avaliar as alterações na distribuição das dimensões dos poros através da porosimetria por intrusão de mercúrio, após a ação das altas temperaturas e durante a reidratação;

- e) Testar diferentes técnicas de preparação de amostras para as análises de MEV e EDS que permitam melhor estabilização das imagens de alta resolução;
- f) Testar métodos de calibração dos resultados de VPU, para diferentes métodos de resfriamento, avaliando a influência de diferentes estados de microfissuração e teores de umidade do concreto;
- g) Avaliar a profundidade de carbonatação do concreto após a exposição a altas temperaturas e durante a reidratação;
- h) Testar a validade dos modelos teóricos de regressão propostos em diferentes misturas de concreto e em diferentes temperaturas de ensaio;
- i) Realizar um maior número de ensaios, sob condições padronizadas, para, com base na avaliação dos resultados disponíveis, propôr coeficientes redutores para a resistência residual e para o módulo estático de elasticidade, a serem incorporados na norma brasileira NBR 15200, para estruturas de concreto armado em situação de incêndio;
- j) Realizar ensaios na escala real, para avaliar a influência da reidratação na capacidade de recuperação de elementos de concreto armado.

7 REFERÊNCIAS

ABRAMS, M.S. **Performance of concrete structures exposed to fire**. 9th National SAMPE (Society for the Advancement of Material and Process Engineering), Technical Conference, Atlanta, Georgia, 1977.

ALARCON-RUIZ, L., PLATRET, G., MASSIEU, E., EHRLACHER, A. The use of thermal analysis in assessing the effect of temperature on a cement paste. **Cement & Concrete Research**, v. 35, n. 3, p. 609-613, 2005.

ALONSO, C., FERNANDEZ, L. Dehydration and rehydration processes of cement paste exposed to high temperature environments. **Journal of Materials Science**, v. 39, n. 9, p. 3015–3024, 2004.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 216.1-14**: Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies. Farmington Hills, Mich, USA, 2014.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C1231 / C1231M**: Standard practice for use of unbonded caps in determination of compressive strength of hardened cylindrical concrete specimens, ASTM, 2015.

ANDERBERG Y., THELANDERSSON S. **Stress and deformation characteristics of concrete at high temperatures, 2-Experimental investigation and material behaviour model**. Bulletin 54, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden, 1976.

ANDERBERG Y. **Spalling phenomenon of HPC and OC**. Proceedings of the International Workshop on Fire Performance of High Strength Concrete, NIST SP 919, NIST, Gaithersburg, Md,USA, 1997.

ANNEREL E., TAERWE L. **Approaches for the assessment of the residual strength of concrete exposed to fire**. Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II, ICCRRR-2, Cape Town, South Africa, 2008.

ANNEREL, E.; TAERWE, L. **Diagnosis of the state of concrete structures after fire**. Tailor Made Concrete Structures – Walraven & Stoelhorst (eds), Londres, 2008. Disponível

em: <<http://www.abece.com.br/web/restrito/restrito/pdf/ch036.pdf>>. Acesso em: 02 de março de 2014.

ARIOZ, O. Effects of elevated temperatures on properties of concrete. **Fire Safety Journal**, v. 42, n.8, p. 516–522, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 18**: Cimento Portland - Análise química - Determinação de perda ao fogo. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

_____. **NBR NM 58**: Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.

_____. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos: Rio de Janeiro. ABNT, 2007.

_____. **NBR 5752**: Materiais pozolânicos — Determinação de atividade pozolânica com cimento Portland — Índice de atividade pozolânica com cimento — Método de ensaio: Rio de Janeiro. ABNT, 2012.

_____. **NBR 8522**: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

_____. **NBR 15200**: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

BARBOSA, M. B. **Utilização de resíduos de cinza de casca de arroz e borracha de pneus em concreto de alto desempenho**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, São Paulo, SP, 2006.

BAZANT, Z. P., KAPLAN, M. F. **Concrete at high temperatures: material properties and mathematical models**. Concrete design and construction series, Essex, Longman Group Limited, 1996.

BENTZ, D.P. Fibers, percolation, and spalling of high-performance concrete. **ACI Materials Journal**, Farmington Hills, v. 97, n. 3, p. 351-359, 2000.

BHATTY, J.I., REID, K.J. **Use of thermal analysis in the hydration studies of a type 1 Portland cement produced from mineral tailings.** *Thermochimica Acta*, v. 91, p. 95-105, 1985.

CALMEIRO, C. C. **Propriedades mecânicas residuais após incêndio de betões normais.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade de Coimbra. Portugal, 2012.

CÁNOVAS, M.F. **Patologia e terapia do concreto armado.** 2ª Ed. São Paulo: Pini, 1988.

CASTELLOTE M., ALONSO C., ANDRADE C., TURRILLAS X., CAMPO J. Composition and microstructural changes of cement pastes upon heating, as studied by neutron diffraction. **Cement and Concrete Research**, v. 34, n. 9, p. 1633-1644, 2004.

CASTILLO C., DURRANI A. J. Effect of transient high temperature on high-strength concrete. **ACI Materials Journal**, Farmington Hills, v. 87, n. 1, p. 47–53, 1990.

CATISTE SILVA, C. et al. Utilização do método ultrassônico para avaliação da performance do concreto de alto desempenho. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais (RIEM)**, v. 3, n. 4, p. 494-511, 2010.

CHAN Y. N., PENG G. F., ANSON M. Residual strength and pore structure of high-strength concrete and normal strength concrete after exposure to high temperatures. **Cement and Concrete Composites**, v. 21, n. 1, p. 23–27, 1999.

CHAN S.Y. N., LUO X., SUN W. Effect of high temperature and cooling regimes on the compressive strength and pore properties of high performance concrete. **Construction and Building Materials**, v. 14, n. 5, p. 261-266, 2000.

CHIANG, C-H., YANG, C. C., HUANG, C. Y. Assessment of post-fire residual strength of reinforced concrete using ultrasonic pulse velocity. **Key Engineering Materials**, v. 270-273, p. 1506-1512, 2004.

CHROMÁ M., ROVNANÍK P., VORECHOVSKÁ D., BAYER P. ROVNANÍKOVÁ P. **Concrete rehydration after heating to temperatures of up to 1200°C.** International Conference on Durability of Building Materials and Components, Porto, April 12-15, 2011.

CIZER, O., VAN BALEN K., ELSEEN, J., VAN GEMERT, D. **Carbonation and hydration of calcium hydroxide and calcium silicate binders with rice husk ash.** 2nd International

Symposium on Advances in Concrete through Science and Engineering, Quebec City, Canada, 2006.

CORDEIRO, L. N. P. **Análise da variação do índice de amorfismo da cinza de casca de arroz sobre a atividade pozolânica.** Dissertação (Mestrado em Engenharia), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2009.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2008.

COSTA, C. N.; FIGUEIREDO, A. D.; SILVA, V. P. **Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas.** NUTAU 2002 – Sustentabilidade, Arquitetura, Desenho Urbano. USP, S. Paulo, 2002.

CROOK, D.N., MURRAY, M.J. Regain of strength and firing of concrete. **Magazine of Concrete Research**, v. 22, n. 72, p. 149-154, 1970.

DAL MOLIN, D. C. C. **Contribuição ao estudo das propriedades mecânicas dos concretos de alta resistência com adição de microssílica.** Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

DEMIRBOGA R. Thermal conductivity and compressive strength of concrete incorporation with mineral admixtures. **Building and Environment**, v. 42, n. 7, p. 2467–2471, 2007.

DIAMOND, S. A review of alkali-silica reaction and expansion mechanisms - 1: Alkalies in cements and in concrete pore solutions. **Cement and Concrete Research**, v. 5, n. 4, p. 329-345, 1975.

DIAMOND, S. The microstructure of cement paste and concrete - a visual primer. **Cement and Concrete Composites**, v. 26, n. 8, p. 919–933, 2004.

DUART, M. A. **Estudo da microestrutura do concreto com adição de cinza de casca de arroz residual sem beneficiamento.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Maria, 2008.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EUROCODE 2: **EN 1992-1-2**: Design of concrete structures. Part 1-2: General rules - Structural fire design. Eurocode 2, Brussels, Belgium, 2004.

FELICETTI R., GAMBAROVA, P. G. Effects of high temperature on the residual compressive strength of high-strength siliceous concretes. **ACI Materials Journal**, v. 95, n. 4, p. 395-406, 1998.

GANESAN, K., RAJAGOPAL, K., THANGAVEL, K. Rice husk ash blended cement: assessment of optimal level of replacement for strength and permeability properties of concrete. **Construction and Building Materials**, v. 22, n. 8, p. 1675–1683, 2008.

GEORGALI, B.; TSAKIRIDIS, P.E. Microstructure of fire-damaged concrete. A case study. **Cement and Concrete Composites**, v. 7, n. 2, p. 255-259, 2005.

GOBBI, A. **Atividade pozolânica de adições minerais pelas NBR 5751/2012 e NBR 5752/2012: uma análise crítica a partir de métodos complementares**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, 2014.

HABEEB, G. A., MAHMUD, H. B. Study on properties of rice husk ash and its use as cement replacement material. **Materials Research**, v. 13, n. 2, p. 185-190, 2010.

HAGER, I. **Behaviour of cement concrete at high temperature**. Bulletin of the Polish Academy of Sciences. Technical Sciences, v. 61, n. 1, 2013.

HAGER I. Colour change in heated concrete. **Fire Technology**, v. 50, n. 4, p. 945–958, 2014.

HAGER, I., CARRÉ, H., KRZEMIENÍ, K. Damage assessment of concrete subjected to high temperature by means of the ultrasonic pulse velocity – UPV method. **Studies and Researches**, vol. 32, Graduate School in Concrete Structures – Fratelli Pesenti, Politecnico di Milano, Italy, 2013.

HARADA T., TAKEDA J., YAMANE S., FURUMURA F. Strength, elasticity and thermal properties of concrete subjected to elevated temperatures. **ACI Special Publication**, Concrete for Nuclear Reactors, Detroit SP, v. 34, p. 377–406, 1972.

HARMATHY, T. Z. Thermal properties of concrete at elevated temperatures. **ASTM Journal of Materials**, v. 5, n. 1, p. 47–74, 1970.

HASPARYK, N. P. **Investigação dos mecanismos da reação álcali-agregado – efeito da cinza de casca de arroz e da sílica ativa.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 1999.

HEIKAL M. Effect of elevated temperature on the physico-mechanical and microstructural properties of blended cement pastes. **Building Research Journal**, v. 56, n. 2-3, 2008.

HELENE, P. R. I. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado.** Tese (Professor Livre Docente), Departamento de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

HERTZ, K.D. Danish investigations on silica fume concretes at elevated temperatures. **ACI Materials Journal**, Denmark, v. 89, n. 4, p. 345-347, 1992.

HERTZ, K.D. Limits of spalling of fire-exposed concrete. **Fire Safety Journal**, v.38, n. 2, p. 103-116, 2003.

HUSEM, M. The effects of high temperature on compressive and flexural strengths of ordinary and high-performance concrete. **Fire Safety Journal**, v. 41, n. 2, p. 155-163, 2006.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, <http://www.ibge.gov.br>. Acessado em novembro de 2016.

INTERNATIONAL STANDARDIZATION FOR ORGANIZATION. **ISO 834-1:** Fire resistance tests – Elements of building construction – Part 1: General requirements. Genève, 1999.

ISAIA, G. C. **Efeitos de misturas binárias e ternárias de pozolanas em concreto de elevado desempenho: um estudo de durabilidade com vistas à corrosão da armadura.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

ISAIA, G. C., GASTALDINI, A. L. G., MEIRA, L., DUART, M., ZERBINO, R. Viabilidade do emprego de cinza de casca de arroz natural em concreto estrutural. Parte I: propriedades mecânicas e microestrutura. **Ambiente Construído**, v. 10, n. 1, p. 121-137, 2010.

KALIFA, P., MENNETEAU, F. D., QUENARD, D. Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures. **Cement and Concrete Research**, v. 30, n. 12, p. 1915-1927, 2000.

KIRCHHOF, L. D. **Estudo teórico-experimental da influência do teor de umidade no fenômeno de spalling explosivo em concretos expostos a elevadas temperaturas.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2010.

KIRCHHOF, L. D., LORENZI, A., SILVA FILHO, L. C. P. Assessment of concrete residual strength at high temperatures using ultrasonic pulse velocity. **E-Journal of Nondestructive Testing and Ultrasonics**, v. 20, n. 7, p. 1-9, 2015.

KHOURY G. A. Compressive strength of concrete at high temperatures: A reassessment. **Magazine of Concrete Research**, v. 44, n. 161, p. 291-309, 1992.

KHOURY, G. A., ANDERBERG, Y. Concrete spalling review. **Fire Safety Design**, Technical Report, Sweden, 2000.

KHOURY G. A., GRAINGER B. N., SULLIVAN P. J. E. Strain of concrete during fire heating to 600°C. **Magazine of Concrete Research**, v. 37, n. 133, p. 195–215, 1985.

KODUR V. K. R. Properties of concrete at elevated temperatures. **ISRN Civil Engineering**, Hindawi Publishing Corporation, v. 2014, 2014.

KODUR, V. R., SULTAN, M. A. Thermal properties of high strength concrete at elevated temperatures. **American Concrete Institute**, Special Publication, SP-179, p. 467–480, 1998.

LI, M., QIAN, C., SUN, W. Mechanical properties of high-strength concrete after fire. **Cement and Concrete Research**, v. 34, n. 6, p. 1001 – 1005, 2004.

LI, Q. YUAN, G., SHU, Q. Effects of heating/cooling on recovery of strength and carbonation resistance of fire-damaged concrete. **Magazine of Concrete Research**, v. 66, n. 18, p. 925–936, 2014.

LI, Z., LI, Q. **Repair of Fire-Damaged Concrete: Improvement of Mechanical Property.** 2nd International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies, Università Politecnica delle Marche, Ancona, Italy, 2010.

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

LIMA, R. C. A., KIRCHHOF, L. D., SILVA FILHO, L. C. P. Variação de propriedades mecânicas de concretos convencionais e de alta resistência em temperaturas elevadas. **Concreto & Construção**, v. 46, p. 65-68, 2007.

LIMA, R. C. A., KIRCHHOF, L. D., CASONATO, C. A., SILVA FILHO, L. C. P. **Efeito de altas temperaturas no concreto**. II Seminário de Patologia das Edificações, UFRGS, Porto Alegre, RS, 2004.

LIMA, R. C. A., SILVA FILHO, L. C. P., CASONATO, C. A. Improving the high performance concrete (HPC) behaviour in high temperatures. **Materiales de Construcción**, Madrid, v. 53, n. 271-272, p. 17-26, 2003.

LIN, M., LIN, D., POWERS-COUCHE, J. Microstructures of fire damaged concrete. **ACI Materials Journal**, American Concrete Institute, v. 93, n. 3, p. 199-205, 1996.

LIN, Y., HSIAO, C., YANG, H., LIN, Y. The effect of post-fire-curing on strength–velocity relationship for nondestructive assessment of fire-damaged concrete strength. **Fire Safety Journal**, v. 46, n. 4, p. 178–185, 2011.

LUO, X., SUN, W., CHAN, S. Y. N. Effect of heating and cooling regimes on residual strength and microstructure of normal strength and high-performance concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 30, n. 3, p. 379-383, 2000.

MALHOTRA, H. L. Properties of materials at high temperatures. Report on the work of technical committee 44-PHT, **Materials and Structures**, RILEM, v. 15. n. 86, p. 161-170, Paris, 1982.

MALHOTRA, V.M.; CARINO, N.J. **Handbook on nondestructive testing of concrete**. 2ªEd: ASTM International, CRC Press LLC, USA, 2004.

MALHOTRA, V. M., MEHTA, P. K. **Pozzolanic and cementitious materials**. Advances in Concrete Technology, v. 1, Gordon and Breach Publishers, 1996.

MAZZA, R. **Carbonatação acelerada de concretos com cinza de casca de arroz sem moagem**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2015.

MCCAFFREY, R. **Climate change and the cement industry.** GCL Magazine: Environmental Special Issue, 2002.

MEHTA, P. K. **Rice Husk Ash - a unique supplementary cementing material.** Proceedings of the International Symposium on Advances in Concrete Technology, Athens, p. 407-430, 1992.

MEHTA, P. K.; FOLLIARD, K. J. **Rice Husk Ash - a unique supplementary cementing material: durability aspects.** American Concrete Institute, Special Publication: Advances in Technology, v. 154, p. 531-542, 1995.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto – estrutura, propriedades e materiais.** 4ª edição, Ed. Pini, São Paulo, 2014.

MEHTA, P. K., POLIVKA, M. Use of highly active pozzolans for reducing Expansion in concretes containing reactive aggregates. **ASTM Special Technical Publication**, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, n. 597, p. 25-35, 1976.

MOHAMEDBHAII G. T. G. Effect of exposure time and rates of heating and cooling on residual strength of heated concrete. **Magazine of Concrete Research**, v. 38, n. 136, p.151–158, 1986.

MONTEIRO, P.J.M. The aggregate-mortar interface. **Cement and Concrete Research**, v. 15, n. 6, p.953-8, 1985.

MORSY M. S., SHEBL S. S., RASHAD A. M. **Effect of fire on microstructure and mechanical properties of blended cement pastes containing metakaolin and silica fume.** 11DBMC International Conference on Durability of Building Materials and Components, Istanbul, 2008.

NADEEM A., MEMON S. A., YIU LO, T. The performance of fly ash and metakaolin concrete at elevated temperatures. **Construction and Building Materials**, v. 62, n. 15, p. 67–76, 2014.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto.** 5ª ed., Ed. Pini, São Paulo, 2015.

NEVILLE, A. M., BROOKS, J. J. **Concrete technology.** Pearson Education Limited, 2ª ed., England, 1987.

NGALA, V.T., PAGE, C.L. Effect of carbonation on pore structure and diffusional properties of hydrated cement pastes. **Cement and Concrete Research**, v. 27, n. 7, p. 995-1007, 1997.

PELISSER, F., GLEIZE, P. J. P., MIKOWSKI, A. Propriedades nanomecânicas do silicato de cálcio hidratado de síntese. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 9, n. 42, p. 129-139, 2009.

PEREIRA, M. A., SILVA, C. A. R., QUEIROZ, D. C. A. MORAES, M. J. B., MELGES J. L. P., TASHIMA, M. M., AKASAKI, J. L. Estudo das propriedades mecânicas do concreto com adição de cinza de casca de arroz. **Revista Matéria**, v. 20, n. 1, p. 227-238, 2015.

PETRUCCI, E. G. R.. **Concreto de cimento Portland**. Ed. Globo, Rio de Janeiro, 1987.

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

PHAN, L. T. **Spalling and mechanical properties of high strength concrete at high temperature**. Proceedings of the 5th International Conference on Concrete under Severe Conditions: Environment & Loading (CONSEC '07), CONSEC Committee, Tours, France, p. 1595-1608, 2007.

PIMIENTA, P., HAGER, I. **Mechanical behaviour of HPC at high temperature**. 6th International Symposium on Utilization of High Strength/high Performance Concrete, Leipzig, p. 16-20, 2002.

POON, C.S. Strength and durability recovery of fire-damaged concrete after post-fire-curing. **Cement and Concrete Research**, v. 31, n. 9, p. 1307-1318, 2001.

POON C. S., AZHAR S. Deterioration and recovery of metakaolin blended concrete subjected to high temperature. **Fire Technology**, v.39, n.1, p.35–45, 2003.

POON C.S., AZHAR S., ANSON M., WONG Y.L. Comparison of the strength and durability performance of normal and high-strength pozzolanic concretes at elevated temperatures. **Cement and Concrete Research**, v. 31, n. 9, p. 1291–1300, 2001.

POUEY, M. T. F. **Beneficiamento da cinza de casca de arroz residual com vistas à produção de cimento composto e/ou pozolânico**. Tese (Doutorado em Engenharia), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2006.

PURKISS A. **Fire Safety Engineering Design of Structures**. Butterworth-Heinemann, Elsevier, Oxoford, UK, 2007.

RIBEIRO, F. H. M.; ARANTE, J.; CASSOL, V. **Avaliação da influência da cinza de casca de arroz produzida no estado do Tocantins nas propriedades do concreto nos estados plástico e endurecido**. 47º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Olinda, 2005.

RICHARDSON, D. Effects of testing variables on the comprison of neoprene pad and sulphurmortar – capped concrete test cylinders. **ACI Materials Journal**, v. 87, n. 5, p. 489-495, 1990.

RIGHI, D., LIMA, R. C. A., KIRCHHOF, L. D., ISAÍÁ, G. C. **Análise do comportamento de concretos com cinza de casca de arroz expostas a elevadas temperaturas**. 2º CILASCI, Congresso Ibero-Latino-Americano sobre Segurança contra Incêndio, Coimbra, 2013.

RILEM Technical Committee. **RILEM TC 129-MHT: Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures**. 2004.

RODRIGUES, M. S., BERALDO A. L. Caracterização física e mecânica de argamassas à base de cimento portland e cinza de casca de arroz residual. **Revista Engenharia Agrícola, Associação Brasileira de Engenharia Agrícola**, v. 30, n. 2, p. 193-204, 2010.

SANTOS, C. C. **Propriedades mecânicas residuais após incêndio de betões normais**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade de Coimbra, Coimbra, 2012.

SANTOS, S. **Produção e avaliação do uso de pozolana com baixo teor de carbono obtida da cinza de casca de arroz residual para concreto de alto desempenho**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2006.

SARAIVA LIMA, J. G. C. A. **Fire behaviour of concrete produced with selected plastic waste aggregates**. Extended Abstract, Instituto Superior Técnico – IST, Lisboa, 2012.

SARKAR, S. L., AIMIN, X., JANA, D. Scanning electron microscopy, X-Ray microanalysis of concretes. **Handbook of analytical techniques in concrete science and technology: principles, techniques and applications**. Noyes Publications, New York, p. 231-275, 1999.

SARSHAR, R, KHOURY, G. A. Material and environmental factors influencing the compressive strength of unsealed cement paste and concrete at high temperatures. **Magazine of Concrete Research**, v. 45, n. 162, p. 51-61, 1993.

SAVVA, A., MANITA, P., SIDERIS, K.K. Influence of elevated temperatures on the mechanical properties of blended cement concretes prepared with limestone and siliceous aggregates. **Cement & Concrete Composites**, v. 27, n. 2, p. 239–248, 2005.

SENSALE, G. R., DAL MOLIN, D. C. C. **Estudo comparativo entre as propriedades mecânicas e durabilidade de concretos de alta resistência e convencionais com cinza de casca de arroz**. Anais do 43º Congresso Brasileiro do Concreto, Foz do Iguaçu, 2001.

SENSALE, G. R. Strength development of concrete with rice-husk ash. **Cement & Concrete Composites**, n. 28, p. 158–160, 2006.

SILVA, D. S. **Propriedades mecânicas residuais após incêndio de concretos usados na construção civil na grande Florianópolis**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2009.

SILVEIRA, A. A. **Contribuição ao estudo do efeito da incorporação de cinza de casca de arroz em concretos submetidos à reação álcali-agregado**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2007.

SOUZA, A. A. A. **Influência do tipo de agregado nas propriedades mecânicas do concreto submetido ao fogo**. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Universidade Estadual de Campinas, SP, 2005.

SOUZA, A. A. A.; MORENO JUNIOR, A. L. **Efeito de altas temperaturas na resistência à compressão, resistência à tração e módulo de deformação do concreto**. In: V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, 2003.

SOUZA, A. A. A.; MORENO JUNIOR, A. L. Avaliação do tipo de agregado e da reidratação do concreto submetido à elevadas temperaturas. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 3, n. 4, 2010.

STARK, J., WICHT, B. Der Baustoff als Werkstoff. **Zement und Kalk**. Finger-Institut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar, Deutschland, 2000.

STUTZAMN, P. E. Scanning electron microscopy in concrete petrography. **Materials Science of Concrete**, Special Volume: Calcium Hydroxide in Concrete (Workshop on the Role of Calcium Hydroxide in Concrete), Florida, p. 59-72, 2001.

SULE, E., MOHAMMED, A. K., SANI R.O., MAKWIN, H.L. The effect of metakaolin on compressive strength of rice husk ash concrete at varying temperatures. **Civil and Environmental Research**. v. 6, n. 5, 2014.

TAE-HO, A. H. N., HENRY, M. Relationship between degradation and self-healing behavior in high strength mortar exposed to high temperatures (up to 500 °C). **Journal of Ceramic Processing Research**, v. 16, n. 1, p. 156-161, 2015.

TASHIMA M. M. **Cinza de Casca de Arroz altamente reativa: método de produção, caracterização físico-química e comportamento em matrizes de cimento Portland**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, São Paulo, SP, 2006.

TASHIMA, M. M., FIORITI, C. F., AKASAKI, J. L., BERNABEU, J. P., SOUSA, L. C., MELGES, J. L. P. Cinza de casca de arroz (CCA) altamente reativa: método de produção e atividade pozolânica. **Ambiente Construído**, v. 12, n. 2, p. 151-163, 2012.

TAYLOR, H. F. W. **Cement chemistry**. 2ª ed., Thomas Telford, London, 1997.

TORIC N., BOKO I., PEROŠ B. Reduction of postfire properties of high-strength concrete. **Advances in Materials Science and Engineering**, v. 2013, 2013.

TOUMI, B., RESHEIDAT, M., GUEMMADI, Z., CHABIL, H. Coupled effect of high temperature and heating time on the residual strength of normal and high-strength concretes. **Jordan Journal of Civil Engineering**, v. 3, n. 4, 2009.

TRINDADE, G. H. **Influência da incorporação de cinza de casca de arroz e de sílica ativa no cimento Portland frente à reação álcali-sílica**. Tese (Doutorado em Engenharia), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2015.

WENDT, S. C. **Análise da mudança de cor em concretos submetidos a altas temperaturas como indicativo de temperaturas alcançadas e da degradação térmica**.

Dissertação (Mestrado em Engenharia), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2006.

XIAO, J., KÖNIG, G. Study on concrete at high temperature in China - an overview. **Fire Safety Journal**, v. 39, n. 1, p. 89–103, 2004.

YANG, H., LIN, Y., HSIAO, C., LIU, J. Evaluating residual compressive strength of concrete at elevated temperatures using ultrasonic pulse velocity. **Fire Safety Journal**, v. 44, n. 1, p. 121-130, 2009.

YUZER, N. et al. Influence of raw rice husk addition on structure and properties of concrete. **Construction and Building Materials**, v. 44, p. 54–62, 2013.

YU, J., WENG, W., YU, K. Effect of different cooling regimes on the mechanical properties of cementitious composites subjected to high temperatures. **The Scientific World Journal**, Hindawi Publishing Corporation, v. 2014, 2014.

ZHANG, M.H., LASTRA, R., MALHOTRA, V.M. Rice-husk ash paste and concrete: some aspects of hydration and the microstructure of the interfacial zone between the aggregate and paste. **Cement and Concrete Research**, v. 26, n. 6, p. 963-977, 1996.

APÊNDICE I – Resultados experimentais na temperatura ambiente

Evolução da resistência à compressão e do módulo estático de elasticidade até aos ensaios de altas temperaturas						
Concreto	T	Idade	fc experimental	fc tratado	Ec experimental	Ec tratado
(adim)	(°C)	(dias)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(GPa)
CONV	23	7	36,07	36,07	nd	–
CONV	23	7	34,66	34,66	nd	–
CONV	23	7	35,07	35,07	nd	–
CCA1	23	7	33,26	33,26	nd	–
CCA1	23	7	32,40	32,40	nd	–
CCA1	23	7	32,98	32,98	nd	–
CCA2	23	7	32,85	32,85	nd	–
CCA2	23	7	33,16	33,16	nd	–
CCA2	23	7	31,81	31,81	nd	–
CONV	23	28	40,38	40,38	37,74	37,74
CONV	23	28	41,63	41,63	35,82	35,82
CONV	23	28	42,18	42,18	34,38	34,38
CCA1	23	28	46,57	46,57	38,10	38,10
CCA1	23	28	43,12	42,12	36,00	36,00
CCA1	23	28	45,85	45,85	37,51	37,51
CCA2	23	28	38,64	38,64	34,86	34,86
CCA2	23	28	39,02	39,02	34,33	34,33
CCA2	23	28	40,04	40,04	36,23	36,23
CONV	23	56	43,15	43,15	nd	–
CONV	23	56	44,26	44,26	nd	–
CONV	23	56	41,65	41,65	nd	–
CCA1	23	56	47,54	47,54	nd	–
CCA1	23	56	47,70	47,70	nd	–
CCA1	23	56	41,15*	47,62	nd	–
CCA2	23	56	41,35	41,35	nd	–
CCA2	23	56	41,76	41,76	nd	–
CCA2	23	56	42,85	42,85	nd	–
CONV	23	270	44,75	44,75	37,91	37,91
CONV	23	270	43,29	43,29	35,24	35,24
CONV	23	270	47,15	47,15	36,63	36,63
CCA1	23	270	58,63	58,63	41,11	41,11
CCA1	23	270	59,97	59,97	41,53	41,53
CCA1	23	270	62,64	62,64	42,07	42,07
CCA2	23	270	50,99	50,99	38,39	38,39
CCA2	23	270	51,12	51,12	35,25	35,25
CCA2	23	270	50,87	50,87	34,04	34,04

*: espúrio

nd: não determinado

Absorção de água e porosidade total inicial							
Concreto	T	M natural	M seca	M imersa	M saturada	Absorção	Iv
(adim)	(°C)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(%)
CONV	23	3812,8	3728,8	2309,3	3890,1	4,33	10,20
CONV	23	3825,3	3743,2	2318,6	3893,8	4,02	9,56
CONV	23	3844,1	3765,4	2336,2	3925,0	4,24	10,05
CCA1	23	3882,3	3795,0	2342,4	3903,8	2,87	6,97
CCA1	23	3897,0	3809,6	2350,9	3923,2	2,98	7,23
CCA1	23	3876,1	3791,6	2335,1	3906,9	3,04	7,34
CCA2	23	3851,0	3758,0	2320	3882,6	3,32	7,97
CCA2	23	3876,4	3797,6	2334,3	3929,6	3,48	8,27
CCA2	23	3858,0	3778,5	2338,1	3897,2	3,14	7,61

APÊNDICE II – Resultados experimentais obtidos na etapa exploratória

Matriz experimental A: adição mineral – resistência à compressão simples e módulo estático de elasticidade						
Concreto	T	t	fc experimental	fc tratado	Ec experimental	Ec tratado
(adim)	(°C)	(min)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(GPa)
CONV	23	30	44,75	44,75	37,91	37,91
CONV	23	30	43,29	43,29	35,24	35,24
CONV	23	30	47,15	47,15	36,63	36,63
CONV	200	30	44,82	44,82	35,46	35,46
CONV	200	30	44,37	44,37	35,00	35,00
CONV	200	30	36,07*	44,60	36,10	36,10
CONV	400	30	32,88	32,88	23,78	23,78
CONV	400	30	34,44	34,44	25,27	25,27
CONV	400	30	35,78	35,78	25,49	25,49
CONV	600	30	23,43	23,43	7,97	7,97
CONV	600	30	23,24	23,24	5,78*	8,04
CONV	600	30	25,15	25,15	8,10	8,10
CCA1	23	30	58,63	58,63	41,11	41,11
CCA1	23	30	59,97	59,97	41,53	41,53
CCA1	23	30	62,64	62,64	42,07	42,07
CCA1	200	30	57,93	57,93	40,31	40,31
CCA1	200	30	55,51	55,51	38,86	38,86
CCA1	200	30	56,15	56,15	39,03	39,03
CCA1	400	30	48,77	48,77	25,30	25,30
CCA1	400	30	48,19	48,19	29,07	29,07
CCA1	400	30	47,68	47,68	24,98	24,98
CCA1	600	30	29,67	29,67	6,26	6,26
CCA1	600	30	29,79	29,79	6,35	6,35
CCA1	600	30	31,39	31,39	5,92	5,92
CCA2	23	30	50,99	50,99	38,39	38,39
CCA2	23	30	51,12	51,12	35,25	35,25
CCA2	23	30	50,87	50,87	34,04	34,04
CCA2	200	30	46,25	46,25	29,42	29,42
CCA2	200	30	44,34	44,34	30,53	30,53
CCA2	200	30	47,01	47,01	30,57	30,57
CCA2	400	30	38,13	38,13	19,02	19,02
CCA2	400	30	41,13	41,13	19,64	19,64
CCA2	400	30	39,34	39,34	18,58	18,58
CCA2	600	30	20,50	20,50	5,15*	6,79
CCA2	600	30	21,01	21,01	7,04	7,04
CCA2	600	30	20,12	20,12	6,55	6,55

*: espúrio

Matriz experimental B: ambiente de estabilização – resistência à compressão simples e módulo estático de elasticidade						
Concreto	T	Ambiente	fc experimental	fc tratado	Ec experimental	Ec tratado
(adim)	(°C)	(adim)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(GPa)
CONV	23	Interior	44,75	44,75	37,91	37,91
CONV	23	Interior	43,29	43,29	35,24	35,24
CONV	23	Interior	47,15	47,15	36,63	36,63
CONV	200	Interior	44,82	44,82	35,46	35,46
CONV	200	Interior	44,37	44,37	35,00	35,00
CONV	200	Interior	36,07*	44,60	36,10	36,10
CONV	400	Interior	32,88	32,88	23,78	23,78
CONV	400	Interior	34,44	34,44	25,27	25,27
CONV	400	Interior	35,78	35,78	25,49	25,49
CONV	600	Interior	23,43	23,43	7,97	7,97
CONV	600	Interior	23,24	23,24	5,78*	8,04
CONV	600	Interior	25,15	25,15	8,10	8,10
CONV	23	Exterior	41,89	41,89	34,95	34,95
CONV	23	Exterior	44,13	44,13	36,35	36,35
CONV	23	Exterior	38,32	38,32	35,43	35,43
CONV	200	Exterior	42,14	42,14	32,42	32,42
CONV	200	Exterior	45,71	45,71	32,92	32,92
CONV	200	Exterior	38,01	38,01	34,10	34,10
CONV	400	Exterior	32,66	32,66	23,55	21,06
CONV	400	Exterior	31,05	31,05	24,87	20,31
CONV	400	Exterior	30,49	30,49	22,76	19,06
CONV	600	Exterior	27,37	27,37	8,42	8,42
CONV	600	Exterior	32,14*	26,93	7,54	7,54
CONV	600	Exterior	26,48	26,48	8,77	8,77
CCA1	23	Interior	58,63	58,63	41,11	41,11
CCA1	23	Interior	59,97	59,97	41,53	41,53
CCA1	23	Interior	62,64	62,64	42,07	42,07
CCA1	200	Interior	57,93	57,93	40,31	40,31
CCA1	200	Interior	55,51	55,51	38,86	38,86
CCA1	200	Interior	56,15	56,15	39,03	39,03
CCA1	400	Interior	48,77	48,77	25,30	25,30
CCA1	400	Interior	48,19	48,19	29,07	29,07
CCA1	400	Interior	47,68	47,68	24,98	24,98
CCA1	600	Interior	29,67	29,67	6,26	6,26
CCA1	600	Interior	29,79	29,79	6,35	6,35
CCA1	600	Interior	31,39	31,39	5,92	5,92

*: espúrio

Matriz experimental B: ambiente de estabilização – resistência à compressão simples e módulo estático de elasticidade (continuação)						
Concreto	T	Ambiente	fc experimental	fc tratado	Ec experimental	Ec tratado
(adim)	(°C)	(adim)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(GPa)
CCA1	23	Exterior	40,49	40,49	37,72	37,72
CCA1	23	Exterior	43,42	43,42	37,00	37,00
CCA1	23	Exterior	43,23	43,23	36,94	36,94
CCA1	200	Exterior	43,99	43,99	31,41	31,41
CCA1	200	Exterior	43,04	43,04	34,39	34,39
CCA1	200	Exterior	42,46	42,46	35,82	35,82
CCA1	400	Exterior	36,41	36,41	22,17	20,72
CCA1	400	Exterior	36,48	36,48	22,48	21,01
CCA1	400	Exterior	37,37	37,37	20,71	19,35
CCA1	600	Exterior	29,09*	23,05	6,38	6,38
CCA1	600	Exterior	23,68	23,68	5,82	5,82
CCA1	600	Exterior	22,41	22,41	5,54	5,54

*: espúrio

Matriz experimental C: taxa de aquecimento – resistência à compressão simples e módulo estático de elasticidade						
Concreto	T	Taxa de aquecimento	fc experimental	fc tratado	Ec experimental	Ec tratado
(adim)	(°C)	(°C/min)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(GPa)
CONV	600	9	23,43	23,43	7,97	7,97
CONV	600	9	23,24	23,24	5,78*	8,04
CONV	600	9	25,15	25,15	8,10	8,10
CONV	600	27,4	20,04	20,04	6,19	6,19
CONV	600	27,4	21,26	21,26	5,86	5,86
CONV	600	27,4	22,00	22,00	5,90	5,90
CCA1	600	9	29,67	29,67	6,26	6,26
CCA1	600	9	29,79	29,79	6,35	6,35
CCA1	600	9	31,39	31,39	5,92	5,92
CCA1	600	27,4	25,26	25,26	6,07	6,07
CCA1	600	27,4	22,97	22,97	5,98	5,98
CCA1	600	27,4	25,39	25,39	5,72	5,72

*: espúrio

Matriz experimental D: tempo de exposição – resistência à compressão simples e módulo estático de elasticidade						
Concreto	T	t	fc experimental	fc tratado	Ec experimental	Ec tratado
(adim)	(°C)	(min)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(GPa)
CONV	23	30	44,75	44,75	37,91	37,91
CONV	23	30	43,29	43,29	35,24	35,24
CONV	23	30	47,15	47,15	36,63	36,63
CONV	200	30	44,82	44,82	35,46	35,46
CONV	200	30	44,37	44,37	35,00	35,00
CONV	200	30	36,07*	44,60	36,10	36,10
CONV	400	30	32,88	32,88	23,78	23,78
CONV	400	30	34,44	34,44	25,27	25,27
CONV	400	30	35,78	35,78	25,49	25,49
CONV	600	30	23,43	23,43	7,97	7,97
CONV	600	30	23,24	23,24	5,78*	8,04
CONV	600	30	25,15	25,15	8,10	8,10
CONV	23	<i>steady state</i>	44,30	44,30	35,26	35,26
CONV	23	<i>steady state</i>	43,75	43,75	35,05	35,05
CONV	23	<i>steady state</i>	43,35	43,35	34,34	34,34
CONV	200	<i>steady state</i>	41,06	41,06	25,63	25,63
CONV	200	<i>steady state</i>	40,17	40,17	27,15	27,15
CONV	200	<i>steady state</i>	38,32	38,32	21,71*	26,39
CONV	400	<i>steady state</i>	30,49	30,49	11,01	11,01
CONV	400	<i>steady state</i>	30,56	30,56	10,37	10,37
CONV	400	<i>steady state</i>	31,39	31,39	7,35*	10,69
CONV	600	<i>steady state</i>	15,98	15,98	nd	nd
CONV	600	<i>steady state</i>	15,34	15,34	nd	nd
CONV	600	<i>steady state</i>	15,41	15,41	nd	nd
CCA1	23	30	58,63	58,63	41,11	41,11
CCA1	23	30	59,97	59,97	41,53	41,53
CCA1	23	30	62,64	62,64	42,07	42,07
CCA1	200	30	57,93	57,93	40,31	40,31
CCA1	200	30	55,51	55,51	38,86	38,86
CCA1	200	30	56,15	56,15	39,03	39,03
CCA1	400	30	48,77	48,77	25,30	25,30
CCA1	400	30	48,19	48,19	29,07	29,07
CCA1	400	30	47,68	47,68	24,98	24,98
CCA1	600	30	29,67	29,67	6,26	6,26
CCA1	600	30	29,79	29,79	6,35	6,35
CCA1	600	30	31,39	31,39	5,92	5,92

*: espúrio

nd: não determinado

Matriz experimental D: tempo de exposição – resistência à compressão simples e módulo estático de elasticidade (continuação)						
Concreto	T	t	fc experimental	fc tratado	Ec experimental	Ec tratado
(adim)	(°C)	(min)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(GPa)
CCA1	23	<i>steady state</i>	55,45	55,45	31,35*	37,59
CCA1	23	<i>steady state</i>	56,79	56,79	37,73	37,73
CCA1	23	<i>steady state</i>	56,88	56,88	37,45	37,45
CCA1	200	<i>steady state</i>	46,50	46,50	23,45	23,45
CCA1	200	<i>steady state</i>	48,39	48,39	25,15	25,15
CCA1	200	<i>steady state</i>	46,60	46,60	24,30	24,30
CCA1	400	<i>steady state</i>	36,96	36,96	9,75	9,75
CCA1	400	<i>steady state</i>	40,24	40,24	10,32	10,32
CCA1	400	<i>steady state</i>	37,43	37,43	10,04	10,04
CCA1	600	<i>steady state</i>	18,79	18,79	nd	nd
CCA1	600	<i>steady state</i>	17,85	17,85	nd	nd
CCA1	600	<i>steady state</i>	18,91	18,91	nd	nd

*: espúrio

nd: não determinado

Matriz experimental A: adição mineral – massa e velocidade de pulso ultrassônico

Concreto	T	t	Mc,23	Mc,T	VPUc,23	VPUc,T
(adim)	(°C)	(min)	(g)	(g)	(m/s)	(m/s)
CONV	23	30	3880,9	3880,9	4784,69	4784,69
CONV	23	30	3890,6	3890,6	4662,00	4662,00
CONV	23	30	3899,8	3899,8	4819,28	4819,28
CONV	200	30	3909,9	3898,9	4750,59	4854,37
CONV	200	30	3930,5	3917,3	4640,37	4566,21
CONV	200	30	3902,3	3889,8	4914,00	4761,90
CONV	400	30	3919,6	3806,6	4842,62	4310,34
CONV	400	30	3851,5	3737,7	4773,27	4338,39
CONV	400	30	3898,0	3780,2	4694,84	4255,32
CONV	600	30	3922,1	3678,0	4796,16	2418,38
CONV	600	30	3890,3	3639,6	4807,69	2442,00
CONV	600	30	3904,3	3660,0	4784,69	2398,08
CCA1	23	30	3930,3	3930,3	4950,50	4950,50
CCA1	23	30	3913,4	3913,4	4889,98	4889,98
CCA1	23	30	3917,7	3917,7	5012,53	5012,53
CCA1	200	30	3942,9	3932,7	5000,00	4889,98
CCA1	200	30	3937,9	3927,4	4987,53	4761,90
CCA1	200	30	3926,9	3915,9	4975,12	4807,69
CCA1	400	30	3935,9	3828,8	4914,00	4454,34
CCA1	400	30	3937,6	3831,8	4901,96	4291,85
CCA1	400	30	3926,3	3814,8	4926,11	4347,83
CCA1	600	30	3933,2	3667,8	4975,12	2312,14
CCA1	600	30	3911,4	3629,5	5000,00	2366,86
CCA1	600	30	3909,2	3630,8	4901,96	2361,28
CCA2	23	30	3863,5	3863,5	4878,05	4878,05
CCA2	23	30	3880,6	3880,6	4807,69	4807,69
CCA2	23	30	3856,3	3856,3	4750,59	4750,59
CCA2	200	30	3854,0	3812,4	4889,98	4464,29
CCA2	200	30	3847,0	3816,0	4842,62	4629,63
CCA2	200	30	3868,0	3829,0	4819,28	4444,44
CCA2	400	30	3860,0	3673,0	4854,37	3759,40
CCA2	400	30	3852,0	3698,5	4807,69	3795,07
CCA2	400	30	3864,0	3712,0	4889,98	4016,06
CCA2	600	30	3856,0	3597,0	4784,69	1895,73
CCA2	600	30	3847,5	3582,5	4938,27	1862,20
CCA2	600	30	3892,0	3638,0	4878,05	1879,70

Matriz experimental B: ambiente de estabilização – massa e velocidade de pulso ultrassônico

Concreto	T	Ambiente	Mc,23	Mc,T	VPUc,23	VPUc,T
(adim)	(°C)	(adim)	(g)	(g)	(m/s)	(m/s)
CONV	23	Interior	3880,9	3880,9	4784,69	4784,69
CONV	23	Interior	3890,6	3890,6	4662,00	4662,00
CONV	23	Interior	3899,8	3899,8	4819,28	4819,28
CONV	200	Interior	3909,9	3898,9	4750,59	4854,37
CONV	200	Interior	3930,5	3917,3	4640,37	4566,21
CONV	200	Interior	3902,3	3889,8	4914,00	4761,90
CONV	400	Interior	3919,6	3806,6	4842,62	4310,34
CONV	400	Interior	3851,5	3737,7	4773,27	4338,39
CONV	400	Interior	3898,0	3780,2	4694,84	4255,32
CONV	600	Interior	3922,1	3678,0	4796,16	2418,38
CONV	600	Interior	3890,3	3639,6	4807,69	2442,00
CONV	600	Interior	3904,3	3660,0	4784,69	2398,08
CONV	23	Exterior	3869,0	3869,0	4694,84	4694,84
CONV	23	Exterior	3910,0	3910,0	4750,59	4750,59
CONV	23	Exterior	3857,5	3857,5	4739,34	4739,34
CONV	200	Exterior	3868,6	3862,5	4705,88	4629,63
CONV	200	Exterior	3817,6	3808,2	4651,16	4597,70
CONV	200	Exterior	3912,1	3902,0	4672,90	4587,16
CONV	400	Exterior	3871,0	3776,0	4728,13	4192,87
CONV	400	Exterior	3885,0	3781,0	4672,90	3952,57
CONV	400	Exterior	3871,0	3740,0	4608,29	3968,25
CONV	600	Exterior	3888,0	3661,0	4694,84	3311,26
CONV	600	Exterior	3909,0	3675,0	4651,16	2967,36
CONV	600	Exterior	3852,5	3606,0	4587,16	2869,44
CCA1	23	Interior	3930,3	3930,3	4950,50	4950,50
CCA1	23	Interior	3913,4	3913,4	4889,98	4889,98
CCA1	23	Interior	3917,7	3917,7	5012,53	5012,53
CCA1	200	Interior	3942,9	3932,7	5000,00	4889,98
CCA1	200	Interior	3937,9	3927,4	4987,53	4761,90
CCA1	200	Interior	3926,9	3915,9	4975,12	4807,69
CCA1	400	Interior	3935,9	3828,8	4914,00	4454,34
CCA1	400	Interior	3937,6	3831,8	4901,96	4291,85
CCA1	400	Interior	3926,3	3814,8	4926,11	4347,83
CCA1	600	Interior	3933,2	3667,8	4975,12	2312,14
CCA1	600	Interior	3911,4	3629,5	5000,00	2366,86
CCA1	600	Interior	3909,2	3630,8	4901,96	2361,28

Matriz experimental B: ambiente de estabilização – massa e velocidade de pulso ultrassônico (continuação)						
Concreto	T	Ambiente	Mc,23	Mc,T	VPUc,23	VPUc,T
(adim)	(°C)	(adim)	(g)	(g)	(m/s)	(m/s)
CCA1	23	Exterior	3933,6	3933,6	4739,34	4739,34
CCA1	23	Exterior	3898,2	3898,2	4694,84	4694,84
CCA1	23	Exterior	3895,2	3895,2	4773,27	4773,27
CCA1	200	Exterior	3847,0	3840,3	4683,84	4587,16
CCA1	200	Exterior	3868,0	3859,8	4750,59	4587,16
CCA1	200	Exterior	3861,0	3853,6	4608,29	4618,94
CCA1	400	Exterior	3880,2	3785,8	4716,98	4319,65
CCA1	400	Exterior	3881,4	3777,0	4750,59	4073,32
CCA1	400	Exterior	3830,1	3700,0	4618,94	3976,14
CCA1	600	Exterior	3845,5	3594,1	4716,98	2773,93
CCA1	600	Exterior	3884,2	3631,2	4694,84	2789,40
CCA1	600	Exterior	3850,5	3586,6	4640,37	2525,25

Matriz experimental C: taxa de aquecimento – massa e velocidade de pulso ultrassônico						
Concreto	T	Taxa de aquecimento (aquec)	Mc,23	Mc,aquec	VPUc,23	VPUc,aquec
(adim)	(°C)	(°C/min)	(g)	(g)	(m/s)	(m/s)
CONV	600	9	3922,1	3678,0	4796,16	2418,38
CONV	600	9	3890,3	3639,6	4807,69	2442,00
CONV	600	9	3904,3	3660,0	4784,69	2398,08
CONV	600	27,4	3899,8	3665,2	4694,84	1990,05
CONV	600	27,4	3890,8	3653,0	4773,27	2030,46
CONV	600	27,4	3858,0	3612,2	4608,29	1943,63
CCA1	600	9	3933,2	3667,8	4975,12	2312,14
CCA1	600	9	3911,4	3629,5	5000,00	2366,86
CCA1	600	9	3909,2	3630,8	4901,96	2361,28
CCA1	600	27,4	3922,0	3655,7	4901,96	1843,32
CCA1	600	27,4	3911,7	3641,2	5012,53	1879,70
CCA1	600	27,4	3917,2	3651,6	4926,11	1754,39

Matriz experimental D: tempo de exposição – massa e velocidade de pulso ultrassônico

Concreto	T	t	Mc,23	Mc,T	VPUc,23	VPUc,T
(adim)	(°C)	(min)	(g)	(g)	(m/s)	(m/s)
CONV	23	30	3880,9	3880,9	4784,69	4784,69
CONV	23	30	3890,6	3890,6	4662,00	4662,00
CONV	23	30	3899,8	3899,8	4819,28	4819,28
CONV	200	30	3909,9	3898,9	4750,59	4854,37
CONV	200	30	3930,5	3917,3	4640,37	4566,21
CONV	200	30	3902,3	3889,8	4914,00	4761,90
CONV	400	30	3919,6	3806,6	4842,62	4310,34
CONV	400	30	3851,5	3737,7	4773,27	4338,39
CONV	400	30	3898,0	3780,2	4694,84	4255,32
CONV	600	30	3922,1	3678,0	4796,16	2418,38
CONV	600	30	3890,3	3639,6	4807,69	2442,00
CONV	600	30	3904,3	3660,0	4784,69	2398,08
CONV	23	<i>steady state</i>	3827,6	3827,6	4683,84	4683,84
CONV	23	<i>steady state</i>	3841,0	3841,0	4773,27	4773,27
CONV	23	<i>steady state</i>	3809,5	3809,5	4739,34	4739,34
CONV	200	<i>steady state</i>	3819,5	3744,9	4662,00	4576,66
CONV	200	<i>steady state</i>	3845,4	3761,9	4672,90	4555,81
CONV	200	<i>steady state</i>	3822,1	3738,0	4705,88	4651,16
CONV	400	<i>steady state</i>	3819,3	3641,4	4640,37	3327,79
CONV	400	<i>steady state</i>	3801,7	3620,1	4608,29	3252,03
CONV	400	<i>steady state</i>	3805,9	3632,4	4672,90	3305,79
CONV	600	<i>steady state</i>	3846,4	3622,0	4587,16	2028,40
CONV	600	<i>steady state</i>	3838,9	3606,8	4651,16	1682,09
CONV	600	<i>steady state</i>	3825,0	3604,7	4672,90	1843,32
CCA1	23	30	3930,3	3930,3	4950,50	4950,50
CCA1	23	30	3913,4	3913,4	4889,98	4889,98
CCA1	23	30	3917,7	3917,7	5012,53	5012,53
CCA1	200	30	3942,9	3932,7	5000,00	4889,98
CCA1	200	30	3937,9	3927,4	4987,53	4761,90
CCA1	200	30	3926,9	3915,9	4975,12	4807,69
CCA1	400	30	3935,9	3828,8	4914,00	4454,34
CCA1	400	30	3937,6	3831,8	4901,96	4291,85
CCA1	400	30	3926,3	3814,8	4926,11	4347,83
CCA1	600	30	3933,2	3667,8	4975,12	2312,14
CCA1	600	30	3911,4	3629,5	5000,00	2366,86
CCA1	600	30	3909,2	3630,8	4901,96	2361,28

**Matriz experimental D: tempo de exposição – massa e velocidade de pulso ultrassônico
(continuação)**

Concreto	T	t	Mc,23	Mc,T	VPUC,23	VPUC,T
(adim)	(°C)	(min)	(g)	(g)	(m/s)	(m/s)
CCA1	23	<i>steady state</i>	3901,2	3901,2	4878,05	4878,05
CCA1	23	<i>steady state</i>	3899,5	3899,5	4938,27	4938,27
CCA1	23	<i>steady state</i>	3908,6	3908,6	4950,50	4950,50
CCA1	200	<i>steady state</i>	3859,5	3763,8	4773,27	4576,66
CCA1	200	<i>steady state</i>	3861,1	3763,9	4830,92	4608,29
CCA1	200	<i>steady state</i>	3884,2	3771,2	4796,16	4555,81
CCA1	400	<i>steady state</i>	3857,3	3639,3	4819,28	3355,70
CCA1	400	<i>steady state</i>	3805,9	3569,8	4773,27	3389,83
CCA1	400	<i>steady state</i>	3891,0	3678,4	4901,96	3076,92
CCA1	600	<i>steady state</i>	3863,4	3604,6	4773,27	1841,62
CCA1	600	<i>steady state</i>	3872,6	3622,6	4889,98	1757,47
CCA1	600	<i>steady state</i>	3902,2	3658,6	4807,69	1811,59

Absorção de água e porosidade total após altas temperaturas (patamar <i>steady state</i>)							
Concreto	T	M natural	M seca	M imersa	M saturada	Absorção	iv
(adim)	(°C)	(g)	(g)	(g)	(g)	(%)	(%)
CONV	23	3812,8	3728,8	2309,3	3890,1	4,33	10,20
CONV	23	3825,3	3743,2	2318,6	3893,8	4,02	9,56
CONV	23	3844,1	3765,4	2336,2	3925,0	4,24	10,05
CCA1	23	3882,3	3795,0	2342,4	3903,8	2,87	6,97
CCA1	23	3897,0	3809,6	2350,9	3923,2	2,98	7,23
CCA1	23	3876,1	3791,6	2335,1	3906,9	3,04	7,34
CONV	200	3785,2	3712,3	2298,1	3865,6	4,13	9,78
CONV	200	3810,0	3724,3	2338,2	3877,1	4,10	9,93
CONV	200	3834,7	3745,1	2358,0	3890,4	3,88	9,48
CCA1	200	3901,4	3822,5	2363,2	3943,7	3,17	7,67
CCA1	200	3888,5	3791,3	2321,4	3928,3	3,61	8,53
CCA1	200	3870,2	3780,0	2325,1	3930,4	3,98	9,37
CONV	400	3808,4	3673,8	2317,4	3873,3	5,43	12,82
CONV	400	3815,7	3681,8	2325,6	3874,5	5,23	12,44
CONV	400	3830,0	3697,3	2328,1	3881,2	4,97	11,84
CCA1	400	3839,9	3661,4	2346,9	3868,7	5,66	13,62
CCA1	400	3819,3	3650,3	2334,3	3877,9	6,24	14,74
CCA1	400	3811,5	3642,0	2327,8	3865,6	6,14	14,54
CONV	600	3829,8	3614,8	2330,5	3898	7,83	18,07
CONV	600	3819,6	3593,4	2313,5	3887,9	8,20	18,71
CONV	600	3841,6	3617,1	2335,0	3906,4	8,00	18,41
CCA1	600	3838,2	3598,8	2322,9	3889,8	8,09	18,57
CCA1	600	3785,7	3539,4	2285,7	3839,6	8,48	19,32
CCA1	600	3822,4	3600,5	2316,1	3895,2	8,18	18,66

APÊNDICE III – Resultados experimentais obtidos na etapa principal

Matriz experimental E: modo de resfriamento – resistência à compressão e velocidade de pulso ultrassônico						
Concreto	T	Modo de resfriamento (resf)	fc experimental	fc tratado	VPUc,23	VPUc,resf
(adim)	(°C)	(adim)	(MPa)	(MPa)	(m/s)	(m/s)
CONV	600	Lento	15,98	15,98	4587,16	2028,40
CONV	600	Lento	15,34	15,34	4651,16	1682,09
CONV	600	Lento	15,41	15,41	4672,90	1843,32
CONV	600	Brusco	10,72	10,72	4640,37	2808,99
CONV	600	Brusco	11,71	11,71	4694,84	2624,67
CONV	600	Brusco	11,38	11,38	4717,0	2717,39
CCA1	600	Lento	18,79	18,79	4773,27	1841,62
CCA1	600	Lento	17,85	17,85	4889,98	1757,47
CCA1	600	Lento	18,91	18,91	4807,69	1811,59
CCA1	600	Brusco	12,30	12,30	4842,62	2333,72
CCA1	600	Brusco	10,59	10,59	4773,27	2234,64
CCA1	600	Brusco	11,46	11,46	4914,0	2277,90

Matriz experimental E: modo de resfriamento – massa e absorção de água						
Concreto	T	Modo de resfriamento (resf)	Mc,23	Mc,600	Mc,resf	Absorção
(adim)	(°C)	(resf)	(g)	(g)	(g)	(%)
CONV	600	Lento	3846,4	3622,0	3622,0	-
CONV	600	Lento	3838,9	3606,8	3606,8	-
CONV	600	Lento	3825,0	3604,7	3604,7	-
CONV	600	Brusco	3817,5	3587,2	3889,2	8,42
CONV	600	Brusco	3829,1	3591,1	3905,7	8,76
CONV	600	Brusco	3828,6	3603,5	3903,0	8,31
CCA1	600	Lento	3863,4	3604,6	3604,6	-
CCA1	600	Lento	3872,6	3622,6	3622,6	-
CCA1	600	Lento	3902,2	3658,6	3658,6	-
CCA1	600	Brusco	3817,9	3558,4	3850,1	8,20
CCA1	600	Brusco	3874,9	3614,0	3908,1	8,14
CCA1	600	Brusco	3882,4	3628,0	3915,7	7,93

Matriz experimental F – resistência à compressão e velocidade de pulso ultrassônico na reidratação em ambiente controlado						
Concreto	Idade (I)	Modo de Resfriamento	fc experimental	fc tratada	VPUc,23	VPUc,I
(adim)	(dias)	(adim)	(MPa)	(MPa)	(m/s)	(m/s)
CONV	1	Lento	15,98	15,98	4587,16	2028,40
CONV	1	Lento	15,34	15,34	4651,16	1682,09
CONV	1	Lento	15,41	15,41	4672,90	1843,32
CONV	1	Brusco	10,72	10,72	4640,37	2808,99
CONV	1	Brusco	11,71	11,71	4694,84	2624,67
CONV	1	Brusco	11,38	11,38	4716,98	2717,39
CONV	7	Lento	11,89	11,89	4716,98	1910,22
CONV	7	Lento	11,08	11,08	4662,00	1779,36
CONV	7	Lento	11,61	11,61	4629,63	1845,02
CONV	7	Brusco	17,62	17,62	4683,84	2680,97
CONV	7	Brusco	16,88	16,88	4662,00	2649,01
CONV	7	Brusco	12,63*	17,25	4651,16	2628,12
CONV	28	Lento	9,74	9,74	4662,00	1768,35
CONV	28	Lento	10,47	10,47	4694,84	1824,82
CONV	28	Lento	10,39	10,39	4716,98	1818,18
CONV	28	Brusco	15,20	15,20	4651,16	2570,69
CONV	28	Brusco	16,63	16,63	4651,16	2684,56
CONV	28	Brusco	16,04	16,04	4728,13	2466,09
CONV	154	Lento	13,31	13,31	4651,16	2032,52
CONV	154	Lento	12,73	12,73	4683,84	1846,72
CONV	154	Lento	14,08	14,08	4716,98	2072,54
CONV	154	Brusco	16,58	16,58	4694,84	2232,14
CONV	154	Brusco	15,79	15,79	4640,37	2551,02
CONV	154	Brusco	15,25	15,25	4662,00	2628,12

*: espúrio

Matriz experimental F – resistência à compressão e velocidade de pulso ultrassônico na reidratação em ambiente controlado (continuação)						
Concreto	Idade (I)	Modo de resfriamento	fc experimental	fc tratada	VPUc,23	VPUc,I
(adim)	(dias)	(adim)	(MPa)	(MPa)	(m/s)	(m/s)
CCA1	1	Lento	18,79	18,79	4773,27	1841,62
CCA1	1	Lento	17,85	17,85	4889,98	1757,47
CCA1	1	Lento	18,91	18,91	4807,69	1811,59
CCA1	1	Brusco	12,30	12,30	4842,62	2333,72
CCA1	1	Brusco	10,59	10,59	4773,27	2234,64
CCA1	1	Brusco	11,46	11,46	4914,00	2277,90
CCA1	7	Lento	16,02	16,02	4761,90	1632,65
CCA1	7	Lento	15,15	15,15	4830,92	1885,01
CCA1	7	Lento	15,74	15,74	4889,98	1757,47
CCA1	7	Brusco	17,93	17,93	4901,96	2312,14
CCA1	7	Brusco	16,88	16,88	4878,05	2283,11
CCA1	7	Brusco	17,19	17,19	4830,92	2298,85
CCA1	28	Lento	13,37	13,37	4807,69	1654,26
CCA1	28	Lento	12,02	12,02	4761,90	1508,30
CCA1	28	Lento	12,75	12,75	4866,18	1581,03
CCA1	28	Brusco	15,97	15,97	4878,05	2296,21
CCA1	28	Brusco	16,62	16,62	4866,18	2192,98
CCA1	28	Brusco	16,42	16,42	4914,00	2173,91
CCA1	154	Lento	16,04	16,04	4830,92	1990,05
CCA1	154	Lento	15,64	15,64	4889,98	1877,93
CCA1	154	Lento	12,50*	15,84	4773,27	2057,61
CCA1	154	Brusco	16,74	16,74	4854,37	2322,88
CCA1	154	Brusco	16,17	16,17	4784,69	2178,65
CCA1	154	Brusco	13,38*	16,46	4878,05	2173,91

*: espúrio

Matriz experimental F – massa na reidratação em ambiente controlado				
Concreto	Idade (I)	Modo de resfriamento	Mc,23	Mc,I
(adim)	(dias)	(adim)	(g)	(g)
CONV	1	Lento	3846,4	3622,0
CONV	1	Lento	3838,9	3606,8
CONV	1	Lento	3825,0	3604,7
CONV	1	Brusco	3817,5	3889,2
CONV	1	Brusco	3829,1	3905,7
CONV	1	Brusco	3828,6	3903,0
CONV	7	Lento	3831,5	3624,1
CONV	7	Lento	3825,4	3622,3
CONV	7	Lento	3838,9	3628,3
CONV	7	Brusco	3826,6	3780,1
CONV	7	Brusco	3805,2	3759,7
CONV	7	Brusco	3819,6	3773,0
CONV	28	Lento	3817,8	3600,8
CONV	28	Lento	3872,2	3681,5
CONV	28	Lento	3839,4	3636,2
CONV	28	Brusco	3822,0	3773,5
CONV	28	Brusco	3880,4	3817,9
CONV	28	Brusco	3834,6	3779,4
CONV	154	Lento	3806,8	3684,0
CONV	154	Lento	3796,8	3673,5
CONV	154	Lento	3849,2	3710,0
CONV	154	Brusco	3821,6	3793,5
CONV	154	Brusco	3841,9	3813,0
CONV	154	Brusco	3868,0	3830,5

Matriz experimental F – massa na reidratação em ambiente controlado (continuação)				
Concreto	Idade (I)	Modo de resfriamento	Mc,23	Mc,I
(adim)	(dias)	(adim)	(g)	(g)
CCA1	1	Lento	3863,4	3604,6
CCA1	1	Lento	3872,6	3622,6
CCA1	1	Lento	3902,2	3658,6
CCA1	1	Brusco	3817,9	3850,1
CCA1	1	Brusco	3874,9	3908,1
CCA1	1	Brusco	3882,4	3915,7
CCA1	7	Lento	3908,6	3667,4
CCA1	7	Lento	3856,1	3614,1
CCA1	7	Lento	3890,0	3638,2
CCA1	7	Brusco	3826,0	3724,4
CCA1	7	Brusco	3852,2	3757,6
CCA1	7	Brusco	3884,6	3784,7
CCA1	28	Lento	3892,5	3674,0
CCA1	28	Lento	3906,9	3676,8
CCA1	28	Lento	3901,0	3666,0
CCA1	28	Brusco	3900,2	3802,7
CCA1	28	Brusco	3837,0	3728,1
CCA1	28	Brusco	3865,8	3762,0
CCA1	154	Lento	3866,4	3702,5
CCA1	154	Lento	3853,1	3668,5
CCA1	154	Lento	3895,3	3694,0
CCA1	154	Brusco	3884,2	3805,5
CCA1	154	Brusco	3859,9	3774,5
CCA1	154	Brusco	3914,1	3832,4

Matriz experimental F – absorção de água devido ao resfriamento brusco (dados complementares)					
Concreto	Modo de resfriamento	Mc,23	Mc,600	Mc,sat	Absorção
(adim)	(adim)	(g)	(g)	(g)	(%)
CONV	Brusco	3817,5	3587,2	3889,2	8,42
CONV	Brusco	3829,1	3591,1	3905,7	8,76
CONV	Brusco	3828,6	3603,5	3903	8,31
CONV	Brusco	3826,6	3596,2	3900,5	8,46
CONV	Brusco	3805,2	3579,9	3880,2	8,39
CONV	Brusco	3822,0	3622,8	3926,5	8,38
CONV	Brusco	3880,4	3680,2	3973,3	7,96
CCA1	Brusco	3817,9	3558,4	3850,1	8,20
CCA1	Brusco	3874,9	3614,0	3908,1	8,14
CCA1	Brusco	3882,4	3628,0	3915,7	7,93
CCA1	Brusco	3826,0	3548,7	3857,5	8,70
CCA1	Brusco	3852,2	3584,6	3883,5	8,34
CCA1	Brusco	3900,2	3640,2	3927,5	7,89
CCA1	Brusco	3837,0	3565,6	3868,9	8,51

Variação da VPU entre 0 e 1 dia após o resfriamento lento e brusco					
Idade	Modo de resfriamento	Concreto	VPUC,I	Concreto	VPUC,I
(dias)	(adim)	(adim)	(m/s)	(adim)	(m/s)
0	Lento	CONV	2072,54	CCA1	1768,35
0	Lento	CONV	2032,52	CCA1	1917,55
1	Lento	CONV	2028,40	CCA1	1757,47
1	Lento	CONV	1855,29	CCA1	1841,62
0	Brusco	CONV	2754,82	CCA1	2275,31
0	Brusco	CONV	2610,97	CCA1	2178,65
1	Brusco	CONV	2808,99	CCA1	2333,72
1	Brusco	CONV	2717,39	CCA1	2234,64