



## REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO: SISTEMAS DE PREVENÇÃO E REPARO COM CONCRETO FIBROSO

Maria Rita Pires de Carvalho

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

Orientador(es): Eduardo de Moraes Rego Fairbairn

Romildo Dias Toledo Filho

Rio de Janeiro  
Dezembro de 2014

REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO: SISTEMAS DE PREVENÇÃO E REPARO  
COM CONCRETO FIBROSO

Maria Rita Pires de Carvalho

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

Examinada por:

---

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

---

Prof. Romildo Dias Toledo Filho, D.Sc.

---

Prof. Guilherme Chagas Cordeiro, D.Sc.

---

Profa. Eugênia Fonseca da Silva, D.Sc.

---

Prof. Holmer Savastano Júnior, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL  
DEZEMBRO DE 2014

Carvalho, Maria Rita Pires de

Reação Álcali-Agregado: Sistemas de Prevenção e  
Reparo com Concreto Fibroso/ Maria Rita Pires de  
Carvalho. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2014.

XXVII, 170 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Eduardo de Moraes Rego Fairbairn

Romildo Dias Toledo Filho

Tese (doutorado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de  
Engenharia Civil, 2014.

Referências Bibliográficas: p. 166-170.

1. Reação Álcali-Agregado. 2. Concreto fibroso. 3.  
Prevenção. 4. Reparo. I. Fairbairn, Eduardo de Moraes  
Rego, *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro,  
COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

*Para Fernanda,  
Que deixa meus dias mais floridos!*

## ***AGRADECIMENTOS***

Agradeço a Deus pela conclusão de mais uma etapa, com certeza até o momento a mais difícil.

Aos meus pais, Pedro e Elizabeth, cada um me apoiando de sua maneira, com o amor dos dois tive forças para conclusão deste trabalho.

Ao meu marido, Fernando, companheiro de todas as horas, incentivador, compreensivo nas horas mais complicadas.

A minha avó Zilda, que com certeza sem suas orações as coisas seriam bem mais difíceis. Agradeço também a minha tia avó Zélia, que já não está mais entre nós, porém sempre torceu pela realização dessa conquista.

Aos meus orientadores Dudu e Romildo, que mesmo quando achei que tudo estava perdido, eles me deram a mão para finalizar este estudo. Obrigada pela paciência e dedicação.

A todos os amigos do Laboratório de Estruturas da COPPE/UFRJ: Vivian, Cíntia e Reila, amigas para todas as horas. Márcia, que dividimos o desespero no final do trabalho. Shirley, que apesar de estarmos no mesmo barco, sempre conversamos sobre outros assuntos para distrair a cabeça. Andrielli, por todo apoio que recebi na parte do sistema de reparo do presente trabalho. Também agradeço a todos os alunos da COPPE, que contribuíram de alguma forma para a realização deste trabalho: Marco, Alex, Thiago, Adriana, Tina, Camila, Samanta, Otávio, Saulo, Dimas, Fabrício, João, Ederli, Margareth, Janine, Luciane.

Aos funcionários do Laboratório de Estruturas da COPPE/UFRJ: Principalmente Adailton, Clodoaldo e Alessandro, que sempre deram o seu jeitinho para me ajudar. Sandra, que sempre pude desabafar nas horas mais complicadas. Também agradeço a Renan, Flávio, Seu Júlio e Rosangela. Luzidelle e Paulinho.

Ao CNPq, pelo apoio financeiro.

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

## REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO: SISTEMAS DE PREVENÇÃO E REPARO COM CONCRETO FIBROSO

Maria Rita Pires de Carvalho

Dezembro/2014

Orientadores: Eduardo de Moraes Rego Fairbairn

Romildo Dias Toledo Filho

Programa: Engenharia Civil

O programa experimental do presente trabalho consiste na aplicação de concreto fibroso como medida de prevenção e de reparo de estruturas afetadas pela reação álcali-agregado (RAA). No sistema preventivo, fibras de aço de 13 mm e 60 mm de comprimento foram utilizadas como reforço em um concreto reativo de referência, nos teores de 0,5 % e 1,0 %, visando ao controle da expansão provocada pela RAA. A avaliação do sistema preventivo foi realizada por meio de ensaios de variação dimensional, análises microestruturais e análise visual da fissuração da superfície dos concretos reativos. Ao longo do tempo, foram avaliadas as propriedades mecânicas e realizado o ensaio físico de absorção de água por imersão. No sistema de reparo, foram utilizados dois materiais avançados no cintamento do concreto reativo afetado pela RAA: um compósito cimentício com enrijecimento na tração direta reforçado com fibras de PVA e um concreto de altíssimo desempenho reforçado com fibras de aço e volastonita. A eficiência do reparo foi avaliada pela medida de variação dimensional e pela utilização de um modelo analítico, desenvolvido para a presente pesquisa. Os resultados indicaram que, a aplicação dos concretos fibrosos utilizados foi eficiente no controle da RAA tanto na prevenção quanto no reparo de estruturas deterioradas.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

ALKALI-AGGREGATE REACTION: PREVENTION AND REPAIR SYSTEMS  
USING FIBER REINFORCED CONCRETE

Maria Rita Pires de Carvalho

December /2014

Advisors: Eduardo de Moraes Rego Fairbairn

Romildo Dias Toledo Filho

Department: Civil Engineering

The experimental program of this work consists in applying fiber reinforced concrete as measure to prevent and repair of structures affected by alkali-aggregate reaction (AAR). To prevention, steel fiber length of 13 mm and 60 mm were used as reinforcement in a reactive concrete on volumetric fractions from 0.5% to 1.0%, to control the expansion caused by the AAR. The prevention evaluation was performed by means of dimensional variation tests, microstructural techniques and cracking surface visual analysis of reactive concretes. Were also evaluated the mechanical properties and the physical test by water absorption. To repair evaluation, the reactive concrete affected by AAR was repaired through confinement by two advanced materials reinforced concrete jacketing: a strain hardening cementitious composites with PVA fibers and an ultra high performance fiber reinforced cementitious composites with steel fibers and wollastonite microfiber. The effectiveness of repair systems was evaluated by means of dimensional variation tests and an analytical model developed for this research. The results suggest that the application of fiber reinforced concrete was effective in controlling AAR expansion both the prevention and the repair of damaged structures.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	xiii
LISTA DE TABELAS.....	xxiv
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xxvii
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Objetivos.....	2
1.1.1 Objetivos específicos .....	3
1.2 Estrutura do Trabalho .....	4
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	6
2.1 Reação Álcali-Agregado.....	6
2.2 Efeito das fibras como Medida mitigadora da RAA .....	7
2.3 Medidas de reparo em estruturas afetadas pela RAA.....	13
3 Programa experimental.....	16
3.1 Sistema preventivo .....	18
3.1.1 Produção dos concretos .....	20
3.2 Sistema de reparo.....	22
3.2.1 Composição das misturas e produção do sistema de reparo.....	25
3.2.1.1 SHCC.....	25
3.2.1.2 CONAD .....	28
4 Metodologia dos ensaios .....	32
4.1 Propriedades dos Materiais.....	32

4.1.1	Composição química .....	32
4.1.2	Massa específica .....	32
4.1.3	Resistência à compressão do cimento .....	33
4.1.4	Teor de Álcalis do cimento.....	33
4.1.5	Reatividade potencial do agregado.....	33
4.1.6	Curva granulométrica .....	34
4.1.7	Ensaio de compatibilidade e ponto de saturação .....	34
4.2	Propriedades dos concretos no estado fresco .....	34
4.2.1	Ensaio de abatimento e espalhamento.....	34
4.2.2	Fluidez no funil “V” .....	35
4.3	Propriedades do concreto no estado endurecido.....	35
4.3.1	Ensaio de variação dimensional dos corpos de prova submetidos à RAA...35	
4.3.2	Ensaio Microestruturais .....	40
4.3.2.1	Microtomografia computadorizada.....	40
4.3.2.2	Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) .....	41
4.3.3	Análise visual da fissuração dos concretos reativos.....	42
4.3.4	Ensaio Mecânicos .....	42
4.3.4.1	Ensaio de compressão axial.....	43
4.3.4.2	Ensaio de tração na flexão.....	45
4.3.4.3	Ensaio de tração direta .....	48
4.3.5	Absorção de água por imersão.....	48

4.3.6	Modelo analítico utilizado na avaliação da eficiência do reparo.....	49
5	Apresentação e análise dos resultados – Sistema preventivo .....	53
5.1	Caracterização dos Materiais.....	53
5.1.1	Cimento .....	53
5.1.1.1	Adição de hidróxido de sódio (NaOH) na água de amassamento do concreto reativo.....	54
5.1.2	Agregado graúdo .....	55
5.1.3	Agregado miúdo .....	56
5.1.4	Superplastificante .....	57
5.1.5	Agente modificador de viscosidade (VMA).....	58
5.1.6	Fibras .....	58
5.1.7	Água .....	59
5.2	Propriedades do concreto no estado fresco.....	59
5.2.1	Ensaio de abatimento e espalhamento .....	59
5.2.2	Fluidez no funil “V” .....	63
5.3	Propriedades do concreto no estado endurecido.....	64
5.3.1	Ensaio de variação dimensional dos corpos de prova submetidos à RAA...64	
5.3.2	Ensaio Microestruturais .....	68
5.3.2.1	Microtomografia computadorizada.....	68
5.3.2.2	Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) .....	75
a.	Micrografia na mistura CR aos 90, 180 e 365 dias de imersão na solução de NaOH .....	75

b.	Micrografia nas misturas contendo reforço fibroso de 60 mm de comprimento, aos 365 dias de imersão na solução de NaOH.....	80
c.	Micrografia nas misturas contendo reforço fibroso de 13 mm de comprimento, aos 365 dias de imersão na solução de NaOH.....	85
5.3.3	Análise visual da fissuração dos concretos reativos.....	87
5.3.4	Ensaio Mecânicos .....	96
5.3.4.1	Ensaio de compressão axial.....	96
a.	Avaliação dos concretos reativos após 28 dias na câmara úmida.....	96
b.	Avaliação dos concretos reativos após 90 dias de imersão na solução alcalina .....	101
c.	Avaliação dos concretos reativos após 180 dias de imersão na solução alcalina .....	106
d.	Avaliação dos concretos reativos após 365 dias de imersão na solução alcalina .....	110
e.	Evolução do ensaio de compressão axial dos concretos reativos com o ataque da RAA .....	114
5.3.4.2	Ensaio de tração na flexão.....	118
a.	Avaliação dos concretos reativos após 28 dias na câmara úmida.....	118
b.	Avaliação dos concretos reativos após 90 dias de imersão na solução de NaOH .....	121
c.	Avaliação dos concretos reativos após 180 dias de imersão na solução de NaOH .....	123
d.	Avaliação dos concretos reativos após 365 dias de imersão na solução de NaOH .....	126
e.	Evolução do ensaio de tração na flexão dos concretos reativos com o ataque da RAA .....	129
f.	Índices de Tenacidade.....	131
5.3.5	Absorção de água por imersão.....	133
5.3.5.1	Evolução do ensaio de absorção de água por imersão com a RAA..	137
6	Apresentação e análise dos resultados – Sistema de reparo .....	140

6.1	Caracterização mecânica dos compósitos utilizados como reparo .....	140
6.1.1	Ensaio de compressão axial.....	140
6.1.2	Ensaio de tração direta.....	141
6.2	Medida da expansão dos corpos de prova submetidos à RAA.....	142
6.3	Análise da eficácia dos sistemas de reparo.....	145
6.3.1	SHCC.....	146
6.3.2	CONAD.....	150
6.4	Análise da Fissuração no sistema de reparo .....	154
7	CONCLUSÕES .....	162
7.1	Sugestões para trabalhos futuros .....	165
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	166

## LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Modelo esquemático do programa experimental da presente pesquisa. ....	17
Figura 3.2 – Misturador Planetário.....	21
Figura 3.3 – Produção do concreto: (a) mistura dos agregados; (b) mistura do cimento; (c) adição da água; (d) mistura de concreto.....	21
Figura 3.4 – Diagrama temporal esquemático das etapas de desenvolvimento do reparo. ....	23
Figura 3.5 – Redução da seção transversal dos corpos de prova a través da utilização do torno mecânico: (a) corpos de prova na dimensão 147 mm x 298 mm; (b) mecanismo de redução da seção; (c) diâmetro de 100 mm; (d) altura de 250 mm. ....	24
Figura 3.6 – Compósito cimentício SHCC: (a) espalhamento; (b) consistência da mistura. ....	27
Figura 3.7 – Moldagem do sistema de reparo SHCC: (a) preenchimento da base; (b) inserção do núcleo reativo; (c) preenchimento do anel externo; (d) preenchimento do topo. ....	27
Figura 3.8 – Produção do CONAD: (a) mistura dos materiais secos; (b) adição da metade da água de amassamento e metade do dispersante; (c) adição da outra metade da água de amassamento; (d) pausa para limpeza das bordas da argamassadeira; (e) adição das fibras de aço. ....	30
Figura 3.9 – Moldagem do sistema de reparo CONAD: (a) preenchimento da base; (b) inserção do núcleo reativo; (c) preenchimento das laterais; (d) preenchimento do topo. ....	31
Figura 4.1 – Equipamento EDX 800 utilizado na análise química. ....	32
Figura 4.2 – Procedimento para realização do ensaio de variação volumétrica. (a) Equipamento Robô; (b) Disposição dos sete LVDT's; (c) Calibração do equipamento com a leitura do gabarito; (d) Realização das leituras do corpo de prova. ....	36

Figura 4.3 – Diagrama esquemático qualitativo da tendência da evolução da expansão dos corpos de prova considerando as etapas do experimento. (a) concreto reativo de referência; (b) Núcleo reativo + sistema de reparo. ....	38
Figura 4.4 – (a) Seção transversal do corpo de prova; (b) prisma de 50 mm x 50 mm x 75 mm para a realização da microtomografia .....	40
Figura 4.5 – (a) Secagem e metalização das amostras; (b) Amostra metalizada com prata. ....	41
Figura 4.6 – Máquina servo-controlada Shimadzu, com capacidade de 1000kN. ....	43
Figura 4.7 – Configuração do ensaio de resistência à compressão. ....	44
Figura 4.8 – Configuração do ensaio de resistência à tração na flexão conforme a norma NM 55:96.....	46
Figura 4.9 – Curva carga <i>versus</i> deslocamento para determinação do fator de tenacidade (FT), segundo critérios da norma japonesa JSCE-SF4 (1983). ....	47
Figura 4.10 – Configuração do ensaio de tração direta. ....	48
Figura 4.11 – Componentes utilizados para a análise do modelo do sistema de reparo. (a) matriz de referência livre; (b) núcleo reativo com o sistema de reparo desenvolvido; (c) coroa externa de reparo; (d) núcleo de concreto reativo. ....	50
Figura 4.12 – Cilindro de parede grossa submetido apenas à pressão externa.....	51
Figura 4.13 – Cilindro de parede grossa submetido apenas à pressão interna. ....	52
Figura 5.1 – Curva granulométrica – agregado miúdo.....	57
Figura 5.2 – Ponto de saturação da mistura de cimento + superplastificante.....	58
Figura 5.3 – Fibras de aço utilizadas. (a) DRAMIX 80/60; (b) Densit/KRAMPE .....	59
Figura 5.4 – Resultado do ensaio de espalhamento e aspecto final da mistura de concreto: (a) CR; (b) CR_0,5_60; (c) CR_0,5_13; (d) CR_1,0_13. ....	61

Figura 5.5 – Ensaio de abatimento do tronco de cone: (a) CR; (b) CR_0,5_60; (c) CR_1,0_60; (d) CR_0,5_13; (e) CR_1,0_13.....	62
Figura 5.6 – Curva média da expansão longitudinal dos corpos de prova no tempo dos concretos reativos: CR; CR_0,5_60; CR_1,0_60; CR_0,5_13 e CR_1,0_13. ....	64
Figura 5.7 – Curva média da expansão lateral dos corpos de prova no tempo dos concretos reativos: CR; CR_0,5_60; CR_1,0_60; CR_0,5_13 e CR_1,0_13. ....	65
Figura 5.8 – Curva média da expansão volumétrica dos corpos de prova no tempo dos concretos reativos: CR; CR_0,5_60; CR_1,0_60; CR_0,5_13 e CR_1,0_13. ....	66
Figura 5.9 – Disposição das fibras nos concretos fibrosos: (a) CR_0,5_60; (b) CR_1,0_60; (c) CR_0,5_13; (d) CR_1,0_13.....	69
Figura 5.10 – Corte transversal e longitudinal do CR. ....	70
Figura 5.11 – Corte transversal e longitudinal do CR_0,5_60. ....	71
Figura 5.12 – Corte transversal e longitudinal do CR_1,0_60. ....	72
Figura 5.13 – Corte transversal e longitudinal do CR_0,5_13. ....	73
Figura 5.14 – Corte transversal e longitudinal do CR_1,0_13. ....	74
Figura 5.15 – Concreto reativo de referência aos 90 dias na solução de NaOH: (a) Aspecto geral do concreto; (b) ampliação do poro com a presença de produto da reação. ....	76
Figura 5.16 – Espectro pontual da Figura 5.15(b).....	76
Figura 5.17 – Concreto reativo de referência aos 90 dias na solução de NaOH: (a) Aspecto geral do concreto; (b) ampliação do poro com a presença de produto da reação. ....	77
Figura 5.18 – Espectro pontual da Figura 5.17(b).....	77

Figura 5.19 – Concreto reativo de referência aos 180 dias na solução de NaOH: (a) Poro preenchido pelo produto da RAA; (b) ampliação do poro com a presença de produto da reação.....	78
Figura 5.20 – Espectro pontual da Figura 5.19(b).....	78
Figura 5.21 – Concreto reativo de referência aos 180 dias na solução de NaOH: (a) Produto da RAA na matriz de concreto; (b) ampliação do produto da reação.....	79
Figura 5.22 – Espectro pontual da Figura 5.21(b).....	79
Figura 5.23 – Concreto reativo de referência aos 365 dias na solução de NaOH: (a) microfissuração da matriz; (b) produto da reação com aspecto rendado. ....	80
Figura 5.24 – Espectro pontual da Figura 5.23(b).....	80
Figura 5.25 – Mistura CR_0,5_60, aos 365 dias na solução de NaOH: (a) Produto da reação álcali agregado na vizinhança da fibra de aço; (b) ampliação da interface fibra/matriz. ....	81
Figura 5.26 – Espectro pontual da fibra de aço da Figura 5.25(b). ....	81
Figura 5.27 – Mistura CR_0,5_60, aos 365 dias na solução de NaOH: Produto da RAA com aspecto gretado. ....	82
Figura 5.28 – Espectro pontual da Figura 5.27.....	82
Figura 5.29 – Mistura CR_1,0_60, aos 365 dias na solução de NaOH: (a) Produto da RAA na vizinhança das fibras; (b) ampliação do poro totalmente preenchido pelo gel. 83	
Figura 5.30 – Espectro pontual da Figura 5.29(b).....	83
Figura 5.31 – Mistura CR_1,0_60, aos 365 dias na solução de NaOH: Material com aspecto gretado disposto entre as fibras na matriz microfissurada.....	84
Figura 5.32 – Mistura CR_1,0_60, aos 365 dias na solução de NaOH: Produto da RAA na interface matriz/agregado. ....	84
Figura 5.33 – Espectro pontual da Figura 5.32.....	84

Figura 5.34 – Mistura CR_0,5_13, aos 365 dias na solução de NaOH: (a) Vista geral do concreto com fibra; (b) ampliação do poro preenchido pelo gel com aspecto gretado. .	85
Figura 5.35 – Mistura CR_0,5_13, aos 365 dias na solução de NaOH: Produto da reação na vizinhança das fibras.....	85
Figura 5.36 – Mistura CR_1,0_13, aos 365 dias na solução de NaOH: (a) Fibra costurando o poro contendo produto da reação; (b) ampliação do produto da reação no poro.....	86
Figura 5.37 – Mistura CR_1,0_13, aos 365 dias na solução de NaOH: (a) Disposição das fibras no concreto; (b) produto da RAA disposto na superfície da fibra. ....	86
Figura 5.38 – Espectro pontual referente à Figura 5.37(b).....	86
Figura 5.39 – Concreto reativo de referência CR (SC 1) .....	87
Figura 5.40 – Concreto reativo de referência CR (SC 2). ....	88
Figura 5.41 – Concreto reativo fibroso CR_0,5_60 (CP01 - SC 1). ....	88
Figura 5.42 – Concreto reativo fibroso CR_0,5_60 (CP01 - SC 2). ....	89
Figura 5.43 – Concreto reativo fibroso CR_0,5_60 (CP02 - SC 1). ....	89
Figura 5.44 – Concreto reativo fibroso CR_0,5_60 (CP02 - SC 2). ....	90
Figura 5.45 – Concreto reativo fibroso CR_1,0_60 (SC 1).....	90
Figura 5.46 – Concreto reativo fibroso CR_1,0_60 (SC 2).....	91
Figura 5.47 – Concreto reativo fibroso CR_0,5_13 (CP01 - SC 1). ....	91
Figura 5.48 – Concreto reativo fibroso CR_0,5_13 (CP01 - SC 2). ....	92
Figura 5.49 – Concreto reativo fibroso CR_0,5_13 (CP02 - SC 1). ....	92
Figura 5.50 – Concreto reativo fibroso CR_0,5_13 (CP02 - SC 2). ....	93
Figura 5.51 – Concreto reativo fibroso CR_1,0_13 (SC 1).....	93

Figura 5.52 – Concreto reativo fibroso CR_1,0_13 (SC 2).....	94
Figura 5.53 – Abertura das fissuras calculadas nos concretos reativos.....	95
Figura 5.54 – Curva típica tensão <i>versus</i> deformação dos concretos reativos após 28 dias na câmara úmida. (a) deformações axial e lateral; (b) deformação volumétrica.....	97
Figura 5.55 – Relação das propriedades entre os concretos reativos e o concreto reativo de referência: (a) tensão de primeira fissura; (b) deformação referente à tensão de primeira fissura; (c) tensão de coalescência de fissuras; (d) deformação referente à coalescência de fissuras; (e) tensão de ruptura; (f) deformação referente à tensão de ruptura; (g) módulo de elasticidade. ....	100
Figura 5.56 – Curva típica tensão <i>versus</i> deformação dos concretos reativos após 90 dias de imersão na solução de NaOH. (a) deformações axial e lateral; (b) deformação volumétrica. ....	102
Figura 5.57 – Relação das propriedades entre os concretos reativos e o concreto reativo de referência: (a) tensão de primeira fissura; (b) deformação referente à tensão de primeira fissura; (c) tensão de coalescência de fissuras; (d) deformação referente à coalescência de fissuras; (e) tensão de ruptura; (f) deformação referente à tensão de ruptura; (g) módulo de elasticidade. ....	105
Figura 5.58 – Curva típica tensão <i>versus</i> deformação dos concretos reativos após 180 dias de imersão na solução de NaOH. (a) deformações axial e lateral; (b) deformação volumétrica. ....	106
Figura 5.59 – Relação das propriedades entre os concretos reativos e o concreto reativo de referência: (a) tensão de primeira fissura; (b) deformação referente à tensão de primeira fissura; (c) tensão de coalescência de fissuras; (d) deformação referente à coalescência de fissuras; (e) tensão de ruptura; (f) deformação referente à tensão de ruptura; (g) módulo de elasticidade. ....	109
Figura 5.60 – Curva típica tensão <i>versus</i> deformação dos concretos reativos após 365 dias de imersão na solução de NaOH. (a) deformações axial e lateral; (b) deformação volumétrica. ....	110

Figura 5.61 – Relação das propriedades entre os concretos reativos e o concreto reativo de referência: (a) tensão de primeira fissura; (b) deformação referente à tensão de primeira fissura; (c) tensão de coalescência de fissuras; (d) deformação referente à coalescência de fissuras; (e) tensão de ruptura; (f) deformação referente à tensão de ruptura; (g) módulo de elasticidade.....	113
Figura 5.62 – Evolução da tensão de primeira fissura dos concretos reativos com o ataque da RAA. ....	114
Figura 5.63 – Evolução da deformação correspondente à tensão de primeira fissura dos concretos reativos com o ataque da RAA.....	114
Figura 5.64 – Evolução da tensão de coalescência de fissura dos concretos reativos com o ataque da RAA. ....	115
Figura 5.65 – Evolução da deformação correspondente à tensão de coalescência de fissura dos concretos reativos com o ataque da RAA. ....	115
Figura 5.66 – Evolução da tensão de ruptura dos concretos reativos com o ataque da RAA.....	115
Figura 5.67 – Evolução da deformação correspondente à tensão de ruptura dos concretos reativos com o ataque da RAA.....	116
Figura 5.68 – Evolução do módulo de elasticidade dos concretos reativos com o ataque da RAA. ....	116
Figura 5.69 – Curvas típicas carga <i>versus</i> deslocamento obtidas pelo ensaio de flexão nos concretos reativos aos 28 dias de cura na câmara úmida.....	118
Figura 5.70 – Relação das propriedades entre os concretos reativos e o concreto reativo de referência: (a) tensão de primeira fissura; (b) deslocamento referente à tensão de primeira fissura; (c) módulo de ruptura; (d) deslocamento referente ao módulo de ruptura.....	120
Figura 5.71 – Curvas típicas carga <i>versus</i> deslocamento obtidas pelo ensaio de flexão dos concretos após 90 dias de imersão na solução de NaOH.....	121

Figura 5.72 – Relação das propriedades entre os concretos reativos e o concreto reativo de referência: (a) tensão de primeira fissura; (b) deslocamento referente à tensão de primeira fissura; (c) módulo de ruptura; (d) deslocamento referente ao módulo de ruptura.....	123
Figura 5.73 – Curvas típicas carga <i>versus</i> deslocamento obtidas pelo ensaio de flexão dos concretos após 180 dias de imersão na solução de NaOH. ....	124
Figura 5.74 – Relação das propriedades entre os concretos reativos e o concreto reativo de referência: (a) tensão de primeira fissura; (b) deslocamento referente à tensão de primeira fissura; (c) módulo de ruptura; (d) deslocamento referente ao módulo de ruptura.....	126
Figura 5.75 – Curvas típicas carga <i>versus</i> deslocamento obtidas pelo ensaio de flexão dos concretos após 365 dias de imersão na solução de NaOH. ....	127
Figura 5.76 – Relação das propriedades entre os concretos reativos e o concreto reativo de referência: (a) tensão de primeira fissura; (b) deslocamento referente à tensão de primeira fissura; (c) módulo de ruptura; (d) deslocamento referente ao módulo de ruptura.....	129
Figura 5.77 – Evolução da tensão de primeira fissura dos concretos reativos com o ataque da RAA. ....	130
Figura 5.78 – Evolução do deslocamento correspondente à tensão de primeira fissura dos concretos reativos com o ataque da RAA. ....	130
Figura 5.79 – Evolução da máxima tensão pós-fissuração dos concretos reativos com o ataque da RAA. ....	130
Figura 5.80 – Evolução do deslocamento correspondente à máxima tensão pós-fissuração dos concretos reativos com o ataque da RAA.....	131
Figura 5.81 – Evolução do fator de tenacidade dos concretos reativos.....	132
Figura 5.82 – Evolução da absorção de água por imersão dos concretos reativos com o ataque da RAA. ....	137

Figura 5.83 – Evolução do índice de vazios dos concretos reativos com o ataque da RAA.....	138
Figura 5.84 – Evolução da massa específica dos concretos reativos com o ataque da RAA.....	138
Figura 6.1 – Curva típica tensão versus deformação dos compósitos submetidos ao ensaio de compressão axial. (a) SHCC; (b) CONAD.....	140
Figura 6.2 – Curvas tensão versus deformação dos compósitos submetidos ao ensaio de tração direta. (a) SHCC; (b) CONAD. ....	141
Figura 6.3 – Curva média da expansão longitudinal dos corpos de prova no tempo dos concretos: Matriz, SHCC e CONAD.....	143
Figura 6.4 – Curva média da expansão lateral dos corpos de prova no tempo dos concretos: Matriz, SHCC e CONAD.....	143
Figura 6.5 – Curva média da expansão volumétrica dos corpos de prova no tempo dos concretos: Matriz, SHCC e CONAD.....	144
Figura 6.6 – Evolução da pressão ao longo do tempo. ....	147
Figura 6.7 – Comparação das deformações laterais devido à expansão provocada pela reação álcali-agregado obtidas ao longo do tempo.....	148
Figura 6.8 – Relação entre o deslocamento lateral calculado e o deslocamento lateral lido ao longo do tempo. ....	149
Figura 6.9 –Evolução da pressão ao longo do tempo. ....	151
Figura 6.10 – Comparação das deformações laterais devido à expansão provocada pela reação álcali-agregado obtidas ao longo do tempo.....	152
Figura 6.11 – Relação entre o deslocamento lateral calculado e o deslocamento lateral lido ao longo do tempo. ....	153
Figura 6.12 – Fissuração SHCC (CP01).....	155

Figura 6.13 – Quadro fissuratório do corpo de prova após 2 anos de imersão na solução de NaOH (CP01). .....	156
Figura 6.14 – Fissuração SHCC (CP02).....	156
Figura 6.15 – Quadro fissuratório do corpo de prova após 2 anos de imersão na solução de NaOH (CP02). .....	157
Figura 6.16 – Fissuração SHCC (CP03).....	157
Figura 6.17 – Fissuração SHCC (CP03).....	157
Figura 6.18 – Fissuração CONAD aos 266 dias de imersão na solução de NaOH (CP01) .....	158
Figura 6.19 – Fissuração CONAD após 2 anos de imersão na solução de NaOH (CP01) .....	159
Figura 6.20 – Fissuração CONAD aos 266 dias de imersão na solução de NaOH (CP02).....	159
Figura 6.21 – Fissuração CONAD após 2 anos de imersão na solução de NaOH (CP02). .....	160
Figura 6.22 – Fissuração CONAD aos 266 dias de imersão na solução de NaOH (CP03).....	160
Figura 6.23 – Fissuração CONAD após 2 anos de imersão na solução de NaOH (CP03) – outro local. ....	161

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Fração volumétrica dos materiais constituintes do concreto recomendado pela RILEM B – TC 106-3 (2000) e da mistura produzida no presente trabalho. ....	19
Tabela 3.2 – Composição das misturas desenvolvidas ( $\text{kg/m}^3$ ).....	20
Tabela 3.3 – Etapas da mistura para produção do concreto. ....	22
Tabela 3.4 – Composição do compósito SHCC reforçado com fibras de PVA. ....	26
Tabela 3.5 – Etapas da mistura para produção do compósito cimentício.....	26
Tabela 3.6 – Composição do concreto de altíssimo desempenho CONAD reproduzido no presente estudo. ....	29
Tabela 5.1 – Composição química do cimento utilizado.....	53
Tabela 5.2 – Características física e mecânica do cimento. ....	54
Tabela 5.3 – Frações granulométricas do agregado graúdo. ....	55
Tabela 5.4 – Composição química do agregado graúdo utilizado.....	55
Tabela 5.5 – Características dos agregados miúdos. ....	56
Tabela 5.6 – Propriedades do superplastificante. ....	57
Tabela 5.7 – Características das fibras de aço Dramix 80/60.....	59
Tabela 5.8 – Valores obtidos para os ensaios de abatimento e espalhamento dos concretos produzidos. ....	60
Tabela 5.9 – Resultados do tempo de fluidez no funil “V”. ....	63
Tabela 5.10 – Expansão longitudinal média das misturas nas idades após 28, 90, 180 e 365 dias de imersão na solução de NaOH. ....	65
Tabela 5.11 – Expansão lateral média das misturas nas idades após 28, 90, 180 e 365 dias de imersão na solução de NaOH. ....	65

Tabela 5.12 – Expansão volumétrica média das misturas nas idades após 28, 90, 180 e 365 dias de imersão na solução de NaOH. ....	66
Tabela 5.13 – Valores da abertura de fissura nas regiões dos concretos reativos. ....	94
Tabela 5.14 – Valores médios de resistência à compressão, deformação axial e módulo de elasticidade após 28 dias na câmara úmida. ....	98
Tabela 5.15 – Valores médios de resistência à compressão, deformação axial e módulo de elasticidade, após 90 dias de imersão na solução de NaOH. ....	103
Tabela 5.16 – Valores médios de resistência à compressão, deformação axial e módulo de elasticidade, após 180 dias de imersão na solução de NaOH. ....	107
Tabela 5.17 – Valores médios de resistência à compressão, deformação axial e módulo de elasticidade, após 365 dias de imersão na solução de NaOH. ....	111
Tabela 5.18 – Resultados experimentais médios dos ensaios de flexão, após 28 dias na câmara úmida.....	119
Tabela 5.19 – Resultados experimentais médios dos ensaios de flexão, 90 dias após serem submetidas à solução de NaOH. ....	121
Tabela 5.20 – Resultados experimentais médios dos ensaios de flexão, 180 dias após serem submetidas à solução de NaOH. ....	124
Tabela 5.21 – Resultados experimentais médios dos ensaios de flexão, 365 dias após serem submetidas à solução de NaOH. ....	127
Tabela 5.22 – Fator de tenacidade dos concretos fibrosos nas idades: (a) após 28 dias na câmara úmida; (b) 90 dias; (c) 180 dias; e (c) 365 dias de imersão na solução de NaOH. ....	132
Tabela 5.23 – Absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica dos concretos. (a) após 28 dias da moldagem; (b) após 90 dias; (c) após 180 dias; e (d) após 365 dias de imersão na solução de NaOH. ....	134

Tabela 6.1 – Valores médios de tensão de ruptura, deformação axial referente à tensão de ruptura e módulo de elasticidade dos compósitos. ....	141
Tabela 6.2 – Valores médios de tensão e deformação de primeira fissura; e tensão e deformação de ruptura dos compósitos. ....	142
Tabela 6.3 – Comparação da variação volumétrica das misturas, após 325 dias de imersão na solução de NaOH. ....	144

## LISTA DE SÍMBOLOS

A - absorção de água (%)

Au - elemento ouro

CP V – ARI - cimento Portland de alta resistência inicial

CV - coeficiente de variação (%)

CP - corpo-de-prova

CR – concreto reativo de referência, sem fibras

CR\_0,5\_60 - concreto reativo de referência reforçado com 0,5% de fibra de aço de 60 mm de comprimento

CR\_1,0\_60 - concreto reativo de referência reforçado com 1,0% de fibra de aço de 60 mm de comprimento

CR\_0,5\_13 - concreto reativo de referência reforçado com 0,5% de fibra de aço de 13 mm de comprimento

CR\_1,0\_13 - concreto reativo de referência reforçado com 1,0% de fibra de aço de 13 mm de comprimento

E - módulo de elasticidade da argamassa obtido pelo ensaio de compressão (GPa)

EDX - espectrometria por energia dispersiva de Raios-X

$f_{c_1}^a$  - resistência à compressão, tensão de primeira fissura (MPa)

$f_{c_{CR}}$  - resistência à compressão, tensão de coalescência de fissura (MPa)

$f_{c_{RUP}}$  - resistência à compressão, tensão de ruptura (MPa)

I - momento de inércia

$I_v$  - índice de vazios (%)

l - espessura do corpo-de-prova

L - distância dos vãos entre os apoios

l/d - relação de aspecto das fibras

MEV - microscópio eletrônico de varredura

$m_i$  - massa da amostra saturada imersa em água

$m_s$  - massa da amostra seca em estufa

$m_{sat}$  - massa da amostra saturada em água após a imersão

NaOH - hidróxido de sódio

$Na_2O_{eq}$  - equivalente alcalino

RAA - reação álcali-agregado

$\alpha$  - distância entre o apoio e a aplicação da carga

$\epsilon_{a_1}^a$  - deformação axial, referente à tensão de primeira fissura

$\epsilon_{a_{CF}}$  - deformação axial, referente à tensão de coalescência de fissura

$\varepsilon_{a\_RUP}$  - deformação axial, referente à tensão de ruptura

$\varepsilon_{a1}$  - deformação axial no valor de  $50\mu\varepsilon$

$\varepsilon_{a2}$  - deformação produzida pela tensão  $\sigma_{c2}$

$\sigma_{cr}$  - tensão de primeira fissura

$\sigma_{c1}$  - tensão de compressão correspondente a 40% de carga última

$\sigma_{c2}$  - tensão de compressão correspondente a deformação axial  $\varepsilon_{e1}$  no valor de  $50\mu\varepsilon$

$\sigma_u$  - máxima tensão pós-fissuração

$\rho$  - massa específica ( $\text{g/cm}^3$ )

$\delta_{cr}$  - deslocamento referente à carga de primeira fissura da amostra

$\delta_u$  - deslocamento referente à máxima tensão pós-fissuração

# 1 INTRODUÇÃO

A reação álcali-agregado (RAA) é dos fenômenos patológicos mais importantes que provoca a deterioração de uma estrutura de concreto. A RAA é definida como uma reação química deletéria que ocorre internamente em uma estrutura de concreto, envolvendo os hidróxidos alcalinos, provenientes principalmente do cimento, e certos minerais reativos presentes no agregado utilizado. Na presença de umidade são formados produtos capazes de expandir, ocasionando a fissuração do concreto, conduzindo-o à perda de resistência, elasticidade e durabilidade da estrutura (MEHTA & MONTEIRO, 1994; NEVILLE, 1997; HASPARYK, 2005).

A constatação de casos da RAA tem ocorrido principalmente em estruturas de grande volume de concreto, tais como barragens, blocos de fundações, pavimentações de estradas, aeroportos e pontes. Apesar de a reação ter sido reconhecida desde a década de 1930, estudos sobre sua prevenção e reparos ainda são necessários.

Como prevenção, diversos estudos comprovaram a eficiência das adições minerais como agentes inibidores da reação expansiva. O procedimento mais utilizado para prevenir o desenvolvimento da RAA consiste no emprego das adições pozolânicas no concreto. Entretanto, experimentos desenvolvidos indicaram a eficiência na utilização de fibras de aço em argamassas reativas que resultaram na redução da expansão provocada pela reação (TURANLI *et al.*, 2001; GARCI JUENGER & OSTERTAG, 2002; PARK & LEE, 2004; HADDAD & SMADI, 2004; OSTERTAG *et al.*, 2007; CARVALHO, 2010). O estudo desenvolvido por CARVALHO (2008) em sua dissertação de mestrado constatou a eficiência das microfibras de aço de 6 mm e 13

mm de comprimento no controle da expansão da reação. De acordo com os trabalhos disponíveis na literatura, foi observado que todos os experimentos dos estudos desenvolvidos foram realizados apenas em argamassas, com a utilização de fibras de até 13 mm de comprimento. Dessa forma, surgiu o interesse de realizar um experimento em um concreto reativo, com a utilização de fibras de maiores comprimentos, o que tornaria uma simulação mais próxima da realidade das obras atuais. Com isso, as conclusões da presente pesquisa poderão ser aplicadas em estruturas de grande massa de concreto, propícias ao desenvolvimento da reação, tais como barragens e blocos de fundações.

Apesar de a RAA apresentar algumas formas de ser combatida, do ponto de vista preventivo, ainda há grandes dificuldades de se compreender os mecanismos envolvidos no controle da reação quando já se encontra instalada na estrutura de concreto. Não existe uma maneira eficaz no combate à reação, a situação ideal para que a reação não ocorra seria evitar o contato da estrutura de concreto com a água (PECCHIO *et al.*, 2006). Nesse contexto, no presente trabalho, pretendeu-se analisar dois sistemas de reparo, realizando o cintamento de um concreto reativo, com o objetivo de analisar o comportamento desses materiais fibrosos no controle da expansão provocada pelo núcleo reativo.

## **1.1 OBJETIVOS**

O presente trabalho tem como objetivo avaliar o efeito da aplicação de concretos fibrosos nos sistemas de prevenção e de reparo em estruturas afetadas pela reação álcali-agregado (RAA). Como medida preventiva, o estudo tem como objetivo o desenvolvimento e caracterização de concretos fibrosos, visando ao controle da expansão provocada pela RAA. Como sistema de reparo, pretende-se avaliar sua eficiência no cintamento do concreto reativo afetado pela RAA em duas situações: utilizando um compósito cimentício reforçado com fibras de PVA e um concreto de altíssimo desempenho reforçado com fibras de aço e volastonita.

### 1.1.1 Objetivos específicos

Desenvolvimento de um concreto que apresentasse elevada fluidez para inserir fibras de aço, para a avaliação da prevenção, e que fosse altamente reativo para realização do reparo.

#### (a) Sistema preventivo

- Desenvolvimento de concretos reativos fibrosos reforçados com frações volumétricas de 0,5% e 1,0% de fibras de aço de 60 mm e 13 mm de comprimento.
- Caracterização dos concretos reativos:
  1. Determinação das propriedades reológicas, pelos ensaios de abatimento e espalhamento do tronco de cone, cone invertido e fluidez no funil “V”;
  2. Avaliação da variação dimensional dos concretos pela aquisição das medidas laterais e longitudinais ao longo do tempo, em conjunto com as análises microestruturais (microtomografia computadorizada e microscopia de varredura) e a análise visual da superfície externa dos concretos reativos;
  3. Caracterização mecânica pelos ensaios de resistência à compressão e tração na flexão e caracterização física pelo ensaio de absorção de água por imersão.

#### (b) Sistema de reparo

Avaliação da capacidade do sistema de reparo de suportar as tensões geradas pela expansão causada pela RAA, por meio do cintamento do concreto reativo de elevada fluidez desenvolvido no presente trabalho, pela reprodução dos materiais desenvolvidos por MAGALHÃES (2008) e FORMAGINI (2005).

- Caracterização dos compósitos pelos ensaios mecânicos de compressão axial e tração direta;

- Avaliação da variação dimensional dos concretos mediante a aquisição das medidas laterais e longitudinais ao longo do tempo;
- Avaliação da eficiência do sistema de reparo por meio de um modelo analítico, utilizando a resolução de um problema hiperestático, em conjunto com a equação de vasos de pressão cilíndricos de paredes espessas;
- Análise visual da superfície externa dos compósitos após o procedimento de reparo.

## **1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO**

O trabalho está estruturado em oito capítulos. O Capítulo 1 apresenta uma breve introdução, os objetivos da pesquisa e a estruturação do trabalho desenvolvido.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre o estado da arte da reação álcali-agregado, a utilização de fibras como medidas preventivas da RAA e reparos estruturais realizados em estruturas afetadas pela reação expansiva.

O Capítulo 3 descreve o programa experimental do presente trabalho. Na parte do sistema preventivo, é apresentada a produção dos concretos reativos. Já para o sistema de reparo, são apresentados os materiais utilizados, a composição e a produção das misturas de reparo.

No Capítulo 4, são descritas as metodologias empregadas para a caracterização dos materiais utilizados e dos ensaios dos concretos no estado fresco para sistema de prevenção. Nesse Capítulo, também, é apresentada a metodologia dos ensaios dos concretos no estado endurecido utilizados para o sistema de prevenção e de reparo.

O Capítulo 5 corresponde à apresentação e análise dos resultados do sistema preventivo, resultados referentes à caracterização dos materiais e aos ensaios realizados no estado fresco e no estado endurecido. Os concretos reativos foram avaliados no estado fresco em relação ao ensaio de abatimento e espalhamento e fluidez no funil “V”. No estado endurecido, os concretos reativos foram avaliados quanto à variação

dimensional, microestrutural, ao comportamento mecânico e físico. A avaliação microestrutural foi feita pelos ensaios de microtomografia computadorizada e microscopia eletrônica de varredura, como também foi realizada uma análise visual das fissuras nos concretos submetidos à RAA. A avaliação mecânica compreendeu ensaios de compressão axial e tração na flexão, para a caracterização física foi realizado o ensaio de absorção de água por imersão.

O Capítulo 6 é referente à apresentação e análise dos resultados do sistema de reparo. São apresentados: a avaliação mecânica dos compósitos utilizados como sistema de reparo pelos ensaios de compressão axial e tração direta; o estudo comparativo dos resultados referentes à variação volumétrica dos concretos reativos cintados pelos sistemas de reparo e do concreto reativo deixado em expansão livre; análise da eficiência dos sistemas de reparo utilizados pelo modelo analítico desenvolvido no trabalho; como também a análise visual das fissuras localizadas nos reparos desenvolvidos.

O Capítulo 7 apresenta as principais conclusões obtidas durante o desenvolvimento da pesquisa e sugestões para trabalhos futuros.

E por fim, no Capítulo 8 encontram-se as referências bibliográficas utilizadas no desenvolvimento do presente trabalho.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO

A reação álcali-agregado (RAA) no concreto é uma reação química que ocorre na presença de umidade entre os álcalis do cimento e os minerais reativos dos agregados. Os sintomas manifestados no concreto são observados no decorrer dos anos na forma de fissuras e deformações estruturais. Os álcalis presentes no cimento, representados pelo  $\text{Na}_2\text{O}$  e  $\text{K}_2\text{O}$ , podem se apresentar na forma solúvel ou insolúvel. Esses componentes alcalinos em solução acarretam o aumento da alcalinidade nos poros do concreto (pH) elevando a concentração de hidroxilas ( $\text{OH}^-$ ), responsáveis pela reação.

O processo químico de deterioração pela RAA no concreto pode ser classificado em função do tipo e da mineralogia do agregado reativo envolvido, de três formas: reação álcali-sílica (RAS), reação álcali-silicato (RASS) ou reação álcali-carbonato (RAC) (KUPERMAN *et al.*, 2005).

A reação álcali-sílica é definida por TURANLI *et al.* (2001) como sendo a reação química envolvendo íons alcalinos do cimento Portland, íons hidroxilas e alguns constituintes silicosos que podem estar presentes nos agregados. Esta reação tem como produto um gel álcali-sílica. Este gel absorve água e conseqüentemente aumenta de volume, gerando uma pressão interna que pode resultar em expansão, fissuração, conduzindo a perda da resistência, elasticidade e durabilidade do concreto (NEVILLE, 1997). É a reação expansiva mais conhecida e a que ocorre mais rapidamente devido às

formas minerais de sílica reativas envolvidas. Segundo HOBBS (1988), entre as formas minerais mais comuns destacam-se: a opala ou sílica amorfa, a calcedônia, a cristobalita, a tridmita, os vidros naturais e artificiais e o quartzo microcristalino/criptocristalino e deformado.

Segundo SILVA (2007), a reação álcali silicato é uma particularidade da reação álcali-sílica. É caracterizada por apresentar uma natureza mais lenta e complexa, sendo o tipo de reação mais comumente encontrada em barragens brasileiras e em blocos de fundação na região do grande Recife.

A reação álcali-carbonato é um tipo de reação que ocorre de maneira diferente das outras apresentadas anteriormente, uma vez que o produto desta reação não forma o gel alcalino e sim é a combinação dos álcalis do cimento com hidróxidos de magnésio, onde ocorre a desdolomitização entre os agregados. Com isso o hidróxido alcalino se regenera, resultando no enfraquecimento da zona de transição entre os agregados e a pasta de cimento, provocando fissuras devido à perda de aderência dos materiais (VALDUGA, 2002).

## **2.2 EFEITO DAS FIBRAS COMO MEDIDA MITIGADORA DA RAA**

Várias medidas vêm sendo tomadas para evitar a expansão da reação álcali-agregado em concreto. A utilização de um cimento com o teor reduzido de álcalis e o uso de agregados não reativos é a maneira mais eficaz de evitar a reação. Porém, como nem sempre esta condição, na prática, é possível, para esse caso, já é comprovado cientificamente que a utilização de adições de materiais pozolânicos no concreto é eficiente na inibição da expansão provocada pela RAA. Como forma preventiva, estudos desenvolvidos também mostraram que a incorporação de fibras no concreto restringe fisicamente a expansão e, ainda, é capaz controlar fissurações subsequentes. A seguir, estão descritos os trabalhos encontrados na literatura que utilizaram alguns tipos de fibras como medida mitigadora da RAA em argamassas.

TURANLI *et al.* (2001) analisaram as microfibras de aço de 3 mm de comprimento, nos teores de 1 a 7%, utilizando dois tipos de cura, concluindo que a

adição das microfibras são bem eficientes na redução da expansão e fissuração devido à reação álcali-sílica. Entretanto, a redução na expansão é mais significativa em amostras curadas por um maior período de dias, ao qual permitiu a formação de uma aderência mais forte entre as fibras e a matriz. O autor relata também que as microfibras de aço são mais eficientes no controle da expansão em comparação às fibras de aço convencionais, uma vez que o seu pequeno comprimento permite que as microfibras permaneçam nas proximidades da interface pasta/agregado, influenciando no controle da reação no início da formação do gel.

A fim de comprovar a teoria desenvolvida por TURANLI *et al.* (2001), GARCI JUENGER & OSTERTAG (2002) desenvolveram um agregado de sílica modificado por um processo de sinterização adicionando uma fração volumétrica de 0,5% de microfibras de aço no interior dos agregados reativos, estendendo-as até a zona de transição da interface. Estas misturas apresentaram uma redução de 25% na expansão, comparadas com as misturas com fibras distribuídas de forma homogênea na argamassa e com misturas sem fibras. Os autores explicam que a redução na expansão está relacionada à influência das fibras localizadas na interface pasta-agregado e no interior do agregado na formação e expansão do gel álcali-sílica. Os autores mencionam também que as fibras de aço no interior do agregado e na interface pasta-agregado, retardam o início da fissuração ou resistem ao crescimento das fissuras, pela ponte de ligação na superfície das fissuras.

PARK & LEE (2004) analisaram a eficiência do reforço fibroso em argamassas contendo resíduo de vidro como agregado reativo. Para esse estudo, a utilização do teor de 1,5% de fibras de aço de 35 mm de comprimento resultou em uma redução na expansão da ordem de 40%, adicionado a um acréscimo de 110% na resistência à flexão.

HADDAD & SMADI (2004) avaliaram o efeito das fibras no controle da expansão e fissuração no concreto devido à reação álcali-sílica, utilizando fibras de aço de comprimento igual a 6,0 mm, nos teores de 0,5% e 1,0%; e fibras de polipropileno de 12 mm de comprimento no teor de 0,15%, em amostras curadas por 7 e 28 dias antes de serem submetidas ao tratamento de aceleração da reação álcali-sílica. Em relação à expansão, os autores concluem que a porcentagem de fibras utilizadas pouco

influenciou no controle da expansão, apenas esse controle foi significativo nas amostras curadas por um maior período, antes de serem submetidas ao tratamento de aceleração da reação. Quanto ao controle da fissuração, os autores observaram que a extensão das fissuras foi limitada com a utilização do reforço fibroso. As misturas com maior teor de fibras levaram mais tempo para começar o processo de fissuração. No entanto, as misturas reforçadas com fibras de polipropileno, com baixo módulo de elasticidade e elevado valor de relação de aspecto, apresentaram melhores condições de controlar a fissuração do que as misturas reforçadas com fibras de aço, possuindo alto módulo de elasticidade e baixo valor de relação de aspecto.

YI & OSTERTAG (2005) investigaram o efeito das microfibras de aço usando dois tipos de agregados reativos: opala moída, para determinar o efeito das fibras na fissuração, resistência e expansão; e pyrex com diâmetro constante, para avaliar a formação do gel e sua composição. Foram realizadas misturas sem fibras e reforçadas com 7% de microfibras de aço de 3 a 5 mm de comprimento segundo as prescrições da ASTM C-1260 (2001), curadas por 5 dias antes de serem submetidas à aceleração da reação. Os autores concluíram que as fibras de aço são bastante eficientes no controle da expansão provocada pela RAA para os dois agregados utilizados. A fissuração nas amostras sem reforço fibroso puderam ser claramente observadas após 7 dias de exposição ao ataque alcalino. O efeito do confinamento do gel nas amostras com reforço fibroso é explicado pela combinação da resistência à compressão e pela menor abertura de fissuras, como também pela restrição da migração do gel da reação do local da reação para o ambiente da pasta da matriz.

Segundo BEKTAS *et al.* (2006), a redução da resistência está associada à fissuração provocada pela RAA, entretanto, a utilização de fibras de aço no controle e na diminuição da formação de fissuras parece ser uma boa alternativa. As fissuras iniciam-se nas vizinhanças do agregado reativo, e precisam ser controladas na sua formação inicial, antes que se tornem microfissuras. Os autores utilizaram fibras de aço com 0,16 mm de diâmetro e 6 mm de comprimento, que se apresentam mais eficientes na interação com as pequenas fissuras quando comparadas com as fibras de aço convencionais utilizadas como reforço no concreto. As frações volumétricas das fibras utilizadas corresponderam a 0, 1, 3, 5 e 7% em substituição ao volume de argamassa. Os resultados do estudo indicaram que a mistura sem reforço fibroso apresentou uma

excessiva fissuração e por isso uma redução nos valores da resistência à compressão e flexão. As fissuras referentes à RAA foram, satisfatoriamente, controladas quando foram utilizados teores acima de 1% de fibras, como também a expansão devido à RAA foi reduzida com o acréscimo do teor de fibras utilizadas. Os autores concluem que a redução da fissuração devido à adição das fibras, impediu a mobilidade do gel do agregado, confinando-o ao local da reação.

OSTERTAG *et al.* (2007) utilizaram o teor de 7% de microfibras de aço de 3 a 5 mm de comprimento, para mostrar que o controle da fissuração devido às microfibras conduz ao confinamento dos produtos da reação álcali-sílica e causam a redução na expansão e na formação do gel álcali-sílica. O efeito do confinamento na expansão do gel álcali-sílica é explicado pela alta resistência à tração da pasta de cimento reforçada com fibras. Nas misturas com reforço fibroso, tensões de compressão são impostas à expansão do gel álcali-sílica. Esse tipo de confinamento é considerado de natureza mecânica.

ANDIÇ *et al.* (2008) avaliaram o comportamento das microfibras (6 mm de comprimento e 0,16 mm de diâmetro) de carbono, PVA e aço na expansão de argamassas submetidas à reação álcali-sílica, em amostras curadas conforme a ASTM C-1260 (1 dia em água à 80 °C e o restante do período em solução de NaOH 1N à uma temperatura de 80 °C) e em amostras curadas em água à uma temperatura de 23 °C durante 14 dias e o restante do período em solução de NaOH 1N à uma temperatura de 80 °C. Segundo os autores, a cura estendida foi eficiente na redução da expansão da RAA para todos os tipos de microfibras utilizadas no estudo, esse comportamento pode estar relacionado ao aumento da ligação fibra-matriz. Nas amostras curadas da forma tradicional, os teores utilizados de fibras de carbono e PVA não apresentaram mudanças significativas na expansão da reação em relação à amostra de referência, apenas o teor de 5% das microfibras de aço mostrou um melhor comportamento na redução da expansão da RAA. Já para as amostras com o tempo adicional de cura, no caso das microfibras de carbono, para os teores de 1%, 2% e 3% do volume de fibras, os autores observaram que quanto maior o teor de fibras utilizado, maior a redução da expansão. No caso das microfibras de PVA, as amostras contendo os teores de 1% e 2% do volume de fibras foram eficientes na redução da expansão até 14 dias. O autor comenta que o fabricante das fibras de PVA garantiu que estas fibras são resistentes aos álcalis a

uma temperatura de 80 °C até os 14 dias, porém, a redução da eficiência no controle da expansão das amostras contendo microfibras de PVA ao final do ensaio, quando comparados aos 14 dias, pode ser devido à degradação das fibras pela exposição prolongada à alta temperatura e ao ambiente alcalino. Já para as microfibras de aço, os teores de 1%, 3% e 5% foram eficientes na redução da expansão da reação.

MOHR *et al.* (2009) avaliaram o desempenho de compósitos reforçados com fibras de celulose na mitigação da expansão provocada pela reação álcali-sílica utilizando a ASTM C-1260 (2001). As fibras de celulose analisadas corresponderam a dois tipos: uma obtida por meio do processo mecânico, apenas tratada com água morna (TMP); e a outra obtida pelo processo químico, tratada com sulfeto de sódio, também denominado de processo de *kraft*. O desempenho das fibras de celulose foi comparado com os das fibras de polipropileno. As fibras tipo TMP, *kraft* e de polipropileno de comprimentos de 1,5 mm, 5,5 mm e 6,35 mm, respectivamente, foram avaliadas nos teores de 1% e 3%. MOHR *et al.* observaram que nas misturas contendo a fração volumétrica de 1% dos três tipos de fibras analisadas ocorreu uma redução de até 70% na expansão em relação a mistura de referência aos 28 dias de ensaio, quando a fibra de celulose TMP foi utilizada. Para as fibras tipo *kraft* e de polipropileno, a redução na expansão foi da ordem de 27% e 50%, respectivamente. Já para as misturas contendo a fração volumétrica de 3%, a redução na expansão foi cerca de 84% para as misturas contendo a fibra de celulose TMP, enquanto que para as demais a redução alcançou cerca de 56%. Os autores explicaram que a distribuição natural das fibras com menor comprimento contribui na eficiência do controle do crescimento das microfissuras e na redução da tensão interna do compósito. Foi observado também pelos autores que, assim como visto por TURANLI *et al.* (2001), aumentando o tempo de cura dos compósitos cimentícios, para todas as misturas utilizadas, ocorre uma melhor aderência da fibra-matriz, melhorando a microfissura na amostra.

CARVALHO *et al.* (2010) avaliaram a influência de microfibras de aço de 6mm e 13 mm de comprimento nos teores de 1% e 2% em substituição do volume de argamassa no controle da expansão gerada pela RAA. Os resultados obtidos indicaram uma redução de até 61% da expansão quando 2% de fibras de 13 mm foram utilizadas, sem comprometer as principais propriedades mecânicas do material.

Na pesquisa realizada por YAZICI (2012), foi avaliada a eficiência das argamassas reativas, constituída por um cimento com alto teor de álcalis e agregado basáltico, reforçadas com fibras de aço 6 mm de comprimento, 0,16 mm de diâmetro, relação de aspecto de 37,5 e resistência à tração de 2000 MPa, adicionadas nos teores de 1% e 2% do volume da argamassa. Foi avaliado o efeito das fibras no controle da expansão da RAA e na prevenção dos efeitos deletérios das propriedades mecânicas. As argamassas foram submetidas a duas situações: solução de NaOH à uma temperatura de 80 °C e água à 80 °C, por um período de 120 dias. Os resultados de expansão indicaram que a utilização de fibras de aço reduzem até 65% a expansão da matriz de referência aos 14 dias na solução em NaOH, e ao final do ensaio a redução foi de 32% quando 2% de fibras foram utilizados, justificando que o reforço fibroso limita o progresso das fissuras. Também foi observado pelo autor que o efeito da solução alcalina é duplo, inicialmente as amostras apresentaram o mesmo comportamento tanto na solução de NaOH, quanto na água, ocorrendo o aumento da resistência das amostras, onde o efeito da hidratação do cimento é dominante até os 28 dias. Aos 120 dias, a reação é dominante, especialmente para as amostras sem fibras, onde foi observada perda das propriedades mecânicas, porém, essas propriedades podem ser salvas substancialmente pela adição do teor de 2% de fibras na argamassa de referência.

BEGLARIGALE & YAZICI (2013) avaliaram o efeito da reação álcali-silica no comportamento de *pull out* das fibras, e foi verificado que a força de ligação das amostras submetidas à solução de NaOH nas idades avançadas são significativamente elevadas, podendo ser explicada pela presença do gel na superfície das fibras. As análises microestruturais mostraram o preenchimento da interface fibra-matriz pelo volume do gel após o teste de *pull out*. Os autores explicam que principalmente nas primeiras idades, devido ao fato que os álcalis aceleram a hidratação, o desempenho da ligação fibra-matriz das amostras curadas em NaOH são ligeiramente superiores das amostras curadas em água. O contra efeito da solução alcalina é que a expansão devido à reação álcali-silica é dominante aos 28 dias, causando micro e macro fissuras e perda das propriedades mecânicas. Aos 90 dias, as amostras curadas em NaOH apresentaram um aumento considerável na carga de pico do ensaio de *pull out*, segundo os autores, a causa desse notável aumento na força da ligação pode ser referente à disposição do gel

da reação na interface fibra-matriz. Resultados similares também foram observados nas idades de 150 dias.

### **2.3 MEDIDAS DE REPARO EM ESTRUTURAS AFETADAS PELA RAA**

Em estruturas deterioradas que já apresentam o fenômeno da RAA instalado, às vezes, tornam-se necessárias medidas corretivas. Entretanto, a eficiência dos processos empregados no reparo de estruturas de concreto afetadas pela RAA ainda é pouco conhecida. Ainda não existe uma maneira completamente eficaz no combate da reação e suas expansões. As medidas tomadas são paliativas, tornando-se necessário o monitoramento das estruturas reparadas para garantir a segurança, bem como avaliar a eficiência das medidas de reparo.

Reparos de elementos de concreto afetados pela RAA podem ser pouco eficientes por não saber o quanto a estrutura ainda irá expandir-se, que dependerá da reatividade do agregado, do teor de álcalis do cimento, como também da disponibilidade de umidade. A expansão residual pode avançar a taxas variáveis e diferentes extensões. O reparo de fissuras em estruturas danificadas sujeitas a uma expansão significativa, ainda em curso, pode ser um desperdício financeiro com a abertura de novas fissuras. Os reparos podem ser mais eficientes quando a reação já foi altamente dissipada e a expansão residual é pequena.

Uma maneira eficaz na inibição da reação consiste em limitar o acesso de água no interior do concreto, através de sua impermeabilização. Na prática, é muito difícil limitar o contato da estrutura afetada com a água. No entanto, o uso de impregnantes e penetrantes são utilizados, a fim de evitar entrada de água na estrutura. A aplicação de selantes, também consiste em uma maneira de limitar a entrada de água na estrutura de concreto, porém, a desvantagem é que os selantes não conseguem impregnar, nem penetrar na estrutura afetada; sua aplicação é realizada superficialmente por meio de pinturas, por exemplo. O uso de membranas, como a manta asfáltica, também pode ser utilizada para evitar o contato da água com a estrutura de concreto. Procedimentos relacionados a cortes na estrutura com o objetivo de liberar as deformações em determinadas direções também pode ser uma alternativa de reparo. Outras medidas

como a carbonatação do concreto, tratamento com injeções de sais de lítio, uso de selantes tem mostrado limitações em grandes volumes de concreto.

Outras soluções de reparo são os reforços estruturais, que tem o objetivo de impedir as deformações por meio de forças de compressão maiores do que a força de expansão. Ensaio realizado por LE ROUX (1992) *apud* SILVA (2007) mostraram que diversas tensões foram aplicadas, verificando que uma força de compressão de 5 MPa é capaz de anular os efeitos expansivos da RAA.

ANDRADE (2006) aponta que, em Recife, no caso de blocos de estacas, foram adotados o encapsulamento das peças com concreto armado ou protendido e o envelopamento das peças, na tentativa de evitar o contato direto da água com a superfície da peça.

Segundo SILVA (2007), como medida de reparo da fundação da ponte Paulo Guerra, localizada em Recife – PE, os blocos foram submetidos a esforços e tensões realizados por vigas protendidas. As fissuras foram preenchidas com injeções de microcimento e uma camada de revestimento impermeável foi aplicada em toda estrutura, a fim de evitar a umidade na estrutura. Em um estudo de caso, o autor acima citado relata que, a injeção de microcimento nas trincas, localizadas nos blocos de coroamento de um edifício público de 11 pavimentos, afetados pela RAA, apresentou resultados satisfatórios.

Um dos métodos de reparo de elementos estruturais danificados pela RAA corresponde ao confinamento destes elementos pelo envolvimento de um polímero reforçado com fibra de carbono (CRFP). Estudos experimentais realizados por ABDULLAH *et al.* (2012) avaliaram as medidas de deformação em pilares de concreto armado danificados pela RAA com a aplicação do polímero reforçado com fibras de carbono. Pilares de seção transversal quadrada e circular foram envolvidas por uma ou duas camadas pelo CRFP, apresentando módulo de elasticidade de 240 GPa. Os autores concluíram que a eficiência do envolvimento pelo CRFP depende do formato do pilar e do número de camadas do CRFP usado no seu envolvimento. Como também que a eficiência do polímero reforçado com fibra de carbono está relacionada ao tempo da aplicação, quanto antes a aplicação é realizada, o CRFP é mais eficiente no

confinamento da expansão da RAA. A aplicação nas idades mais avançadas o CRFP atua apenas como camada protetora. Estudo realizado por SHAYAN *et al.* (2012) avaliou a eficiência dos diferentes números de camadas de dois tipos de polímeros de fibra de carbono, de valores diferentes de módulo de elasticidade (240 GPa e 640 GPa) na redução da expansão da RAA em pilares de seção circular. Os autores verificaram que a utilização do CRFP suprimiu o progresso da RAA tanto no início quanto em idades mais avançadas. A expansão dos pilares envolvidos nas idades mais avançadas foi menor do que as envolvidas inicialmente, devido à menor taxa de expansão residual. Para os pilares que foram envolvidos pelo CRFP nas idades iniciais, foi verificado que, após dois anos, a deformação encontrada foi devida a uma pressão de expansão da RAA na faixa de 0,6 a 1,5 MPa. Como a tensão exercida foi inferior à resistência à tração da fibra de carbono, atingindo apenas 30% da sua capacidade de alongamento, tornou-se necessário um monitoramento até o esgotamento da expansão da RAA.

### **3 PROGRAMA EXPERIMENTAL**

O programa experimental foi definido visando à utilização de concretos fibrosos tanto no sistema de prevenção, quanto no sistema de reparo de estruturas afetadas pela reação álcali-agregado (Figura 3.1). Para o presente trabalho foi produzido um concreto reativo de referência de elevada fluidez (CR) que será utilizado tanto no estudo da prevenção, quanto no estudo do reparo. No sistema preventivo, as fibras de aço foram inseridas em substituição do volume do concreto reativo de referência (CR), para a avaliação da eficiência do concreto fibroso no controle da expansão provocada pela reação álcali-agregado. No sistema de reparo, foi avaliado o comportamento de dois materiais utilizados no cintamento do concreto reativo de referência (CR) afetado pela RAA.

É importante observar que, no procedimento de reparo, o CR aparece de duas formas: uma vez como o concreto reativo livre, submetido ao processo de aceleração da RAA, onde a expansão medida ao longo do tempo é comparada com a expansão obtida pelos concretos encapsulados pelos sistemas de reparo utilizados. O CR também aparece como simulação de um concreto expansivo afetado pela RAA, correspondendo ao núcleo reativo, onde serão desenvolvidos os sistemas de reparo.

Para o estudo da prevenção da reação álcali-agregado, foi produzido um concreto reativo de referência de alta fluidez, que fosse possível a inserção de fibras de aço, para a produção de concretos fibrosos reativos.

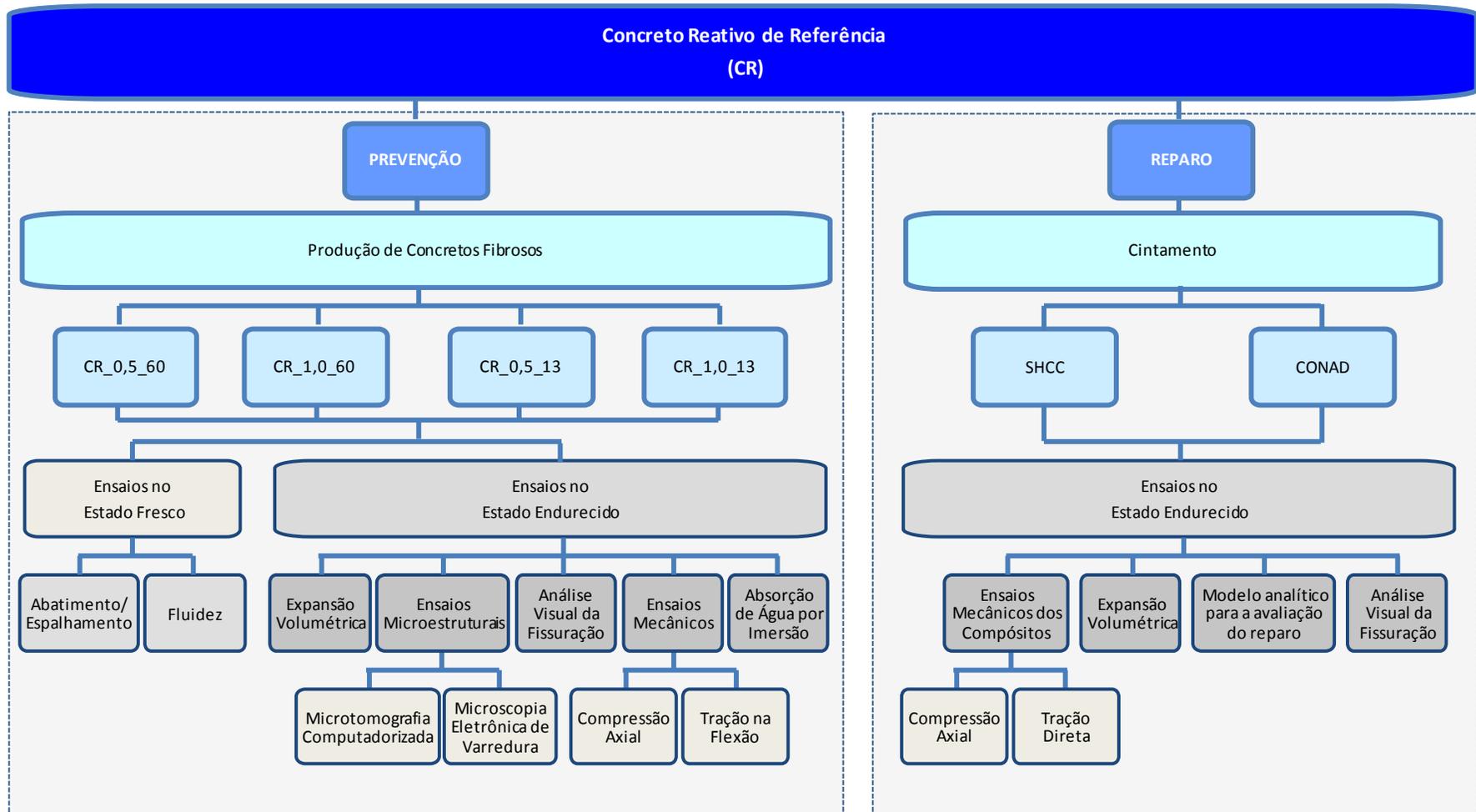


Figura 3.1 – Modelo esquemático do programa experimental da presente pesquisa.

Para o desenvolvimento de um concreto com elevada fluidez, materiais complementares, tais como superplastificante e um agente modificador de viscosidade (VMA), foram introduzidos ao presente trabalho para a obtenção de um concreto de referência capaz de incorporar fibras de aço de até 60 mm de comprimento em substituição do teor de 1% do volume do material.

Para a avaliação da eficiência do sistema de reparo do concreto reativo afetado pela reação álcali-agregado foram reproduzidas duas misturas com as propriedades baseadas nos compósitos desenvolvidos pelos autores MAGALHÃES (2010) e FORMAGINI (2005). O material desenvolvido por MAGALHÃES (2010) corresponde a um compósito cimentício com enrijecimento na tração direta (SHCC - *strain hardening cementitious composites*), reforçado com fibras de PVA, que quando submetido a esforços de tração direta, apresenta elevada ductilidade devido à formação de múltiplas fissuras. Segundo MAGALHÃES (2010), o SHCC é um material extremamente útil em aplicações onde a deformação imposta é a principal carga atuante e em estruturas onde o controle da fissuração é o principal pré-requisito. O material desenvolvido por FORMAGINI (2005) correspondeu a um concreto de altíssimo desempenho (CONAD), reforçado com fibras de aço e volastonita, que apresenta principalmente elevada resistência mecânica, baixa permeabilidade e excelentes condições de lançamento e adensamento. O traço utilizado no CONAD foi otimizado para aumentar a resistência do concreto à formação das primeiras fissuras.

### **3.1 SISTEMA PREVENTIVO**

Os concretos desenvolvidos para avaliação do sistema preventivo da RAA foram dosados a partir do traço prévio, segundo as recomendações das normas RILEM B – TC 106-3 (2000), ASTM C-1293 (2005) e NBR 15577-6 (2008). Essas normas consistem em avaliar o desenvolvimento da reação álcali-agregado em prismas de concreto. Como um dos principais objetivos do presente trabalho consistiu em avaliar o desempenho de concretos fibrosos no controle da expansão provocada pela RAA, tornou-se necessário realizar modificações no traço da matriz de concreto, uma vez que o traço prescrito pelas normas utilizadas refere-se à avaliação da reação expansiva em concretos convencionais, sem fibras.

Basicamente, três modificações iniciais foram realizadas no traço fornecido pelas normas citadas anteriormente: a utilização de superplastificante, o ajuste do teor de finos da mistura e o uso de um agente modificador de viscosidade.

A fim de se obter uma matriz de concreto com alta fluidez para que a inserção das fibras de aço fosse realizada sem comprometer a trabalhabilidade do concreto, tornou-se necessária a utilização de um superplastificante de 3ª geração, capaz de elevar a fluidez do concreto. Com isso, também foi necessário ajustar o teor de finos do concreto para elevar o teor de argamassa, para reduzir a segregação da mistura. A norma prescreve que, para 66% de agregados utilizados na mistura, deve-se utilizar 70% de agregado graúdo e 30% de agregado miúdo. Como no presente trabalho o potencial reativo pertence ao agregado graúdo, o percentual dos agregados utilizados foi alterado para 61% de agregado graúdo e 39% de agregado miúdo, de modo que a redução do agregado potencialmente reativo não afetasse o desenvolvimento da RAA. Por fim, a terceira alteração corresponde ao uso de um agente modificador de viscosidade (VMA), com o objetivo de conter a segregação e exsudação da mistura.

As porcentagens iniciais em volume dos materiais constituintes do concreto convencional recomendado pela RILEM B – TC 106-3 (2000) e o concreto reativo de referência utilizado no presente trabalho são apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Fração volumétrica dos materiais constituintes do concreto recomendado pela RILEM B – TC 106-3 (2000) e da mistura produzida no presente trabalho.

Material	Volume RILEM (%)	Volume utilizado (%)
Cimento	14	14
Água	20	20
Agregado graúdo	46	40
Agregado miúdo	20	26
Superplastificante	–	1,2% da massa do cimento
VMA	–	0,12% da massa do cimento

A partir do concreto reativo de referência foram produzidas mais quatro misturas contendo reforço fibroso. O teor de fibras de aço utilizado foi de 0,5% e 1,0% em substituição do volume do concreto, e o comprimento das mesmas de 13 mm e 60 mm. A Tabela 3.2 apresenta a composição dos concretos reativos produzidos. As seguintes abreviações são utilizadas para designar cada mistura:

CR – corresponde ao concreto reativo de elevada fluidez de referência;

CR\_X\_Y – CR: consiste no concreto reativo de referência; X: refere-se ao teor de substituição do volume de concreto pela fibra de aço utilizada; Y: corresponde ao comprimento da fibra de aço utilizada. Com isso, foram produzidas as seguintes misturas de concretos fibrosos:

- **CR\_0,5\_60**: concreto reativo de referência, reforçado com o teor volumétrico de 0,5% de fibras de aço de 60 mm de comprimento;
- **CR\_1,0\_60**: concreto reativo de referência, reforçado com o teor volumétrico de 1,0% de fibra de aço de 60 mm de comprimento;
- **CR\_0,5\_13**: concreto reativo de referência, reforçado com teor volumétrico de 0,5% de fibras de aço de 13 mm de comprimento.
- **CR\_1,0\_13**: concreto reativo de referência, reforçado com teor volumétrico de 1,0% de fibras de aço de 13mm de comprimento.

Tabela 3.2 – Composição das misturas desenvolvidas (kg/m<sup>3</sup>).

Mistura	Cimento	Areia	Brita	SP* (%)	Fibra – vol (%)	NaOH	VMA	Água
CR	433	699	1057	1,2	-	3,18	0,520	200
CR_0,5_60	430	696	1052	1,2	39 – 0,5	3,17	0,516	199
CR_1,0_60	428	692	1047	1,2	78 – 1,0	3,15	0,514	198
CR_0,5_13	430	696	1052	1,2	39 – 0,5	3,17	0,516	199
CR_1,0_13	428	692	1047	1,2	78 – 1,0	3,15	0,514	198

\*teor equivalente à massa de cimento da mistura

### 3.1.1 Produção dos concretos

A produção dos concretos reativos foi realizada em uma sala climatizada a 21°C ± 1°C, utilizando um misturador planetário com capacidade de 100 litros (Figura 3.2). As etapas para obtenção das misturas de concreto encontram-se ilustradas na Figura 3.3 e descritas na Tabela 3.3. As misturas de concreto produzidas foram lançadas nos moldes, sem a necessidade de ser vibrada durante o seu lançamento. Somente a mistura CR\_1,0\_60, por não ter apresentado elevada fluidez, o preenchimento dos moldes foi

realizado em três camadas, e após o término de cada lançamento, o concreto foi vibrado por 30 segundos na mesa vibratória.



Figura 3.2 – Misturador Planetário.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.3 – Produção do concreto: (a) mistura dos agregados; (b) mistura do cimento; (c) adição da água; (d) mistura de concreto.

Tabela 3.3 – Etapas da mistura para produção do concreto.

Etapa	Procedimento	Duração (segundos)
1	Mistura dos agregados	30
2	Adição do cimento	30
3	Adição de 80% da água de amassamento com NaOH	180
4	Parada pra raspagem dos materiais na parade do misturador	60
5	Adição dos 20% de água e do superplastificante	300
6	Adição da fibra de aço	180

Os concretos moldados permaneceram durante 28 dias na câmara úmida a uma temperatura de  $21\text{ °C} \pm 1\text{ °C}$  e umidade relativa de 100%. Posteriormente, as misturas foram submetidas ao processo de aceleração da reação álcali agregado, imersas em um tanque contendo solução de hidróxido de sódio, com um pH equivalente de 13,5 (NaOH 1N), a uma temperatura de  $40\text{ °C}$  durante o período de 365 dias. A cura durante 28 dias na câmara úmida foi necessária para separar os efeitos de variações dimensionais nas primeiras idades do concreto, sobretudo da retração autógena, que ocorre com maior intensidade nos primeiros 28 dias, conforme citado em CARVALHO (2008).

### 3.2 SISTEMA DE REPARO

A simulação do reparo de uma estrutura de concreto afetada pela reação álcali-agregado foi feita por meio de um cintamento no concreto expansivo. Os materiais utilizados como reparo corresponderam a uma reprodução baseada nas propriedades do SHCC e do CONAD, já descritos anteriormente. O concreto reativo expansivo referente ao núcleo reativo a ser reparado correspondeu ao concreto reativo de referência de alta fluidez (CR) desenvolvido para o sistema preventivo do presente trabalho. A escolha do concreto CR como núcleo reativo correspondeu ao fato de ter apresentado indícios da reação deletéria já nas primeiras idades, exibindo um elevado teor de expansão volumétrica devido à reação álcali agregado ao longo de 365 dias (na ordem de 1%).

Do processo da moldagem do concreto de referência do núcleo reativo até a confecção do sistema de reparo, 6 etapas foram necessárias até o início da avaliação da eficiência do cintamento do concreto reativo, conforme está ilustrado no diagrama temporal da Figura 3.4.

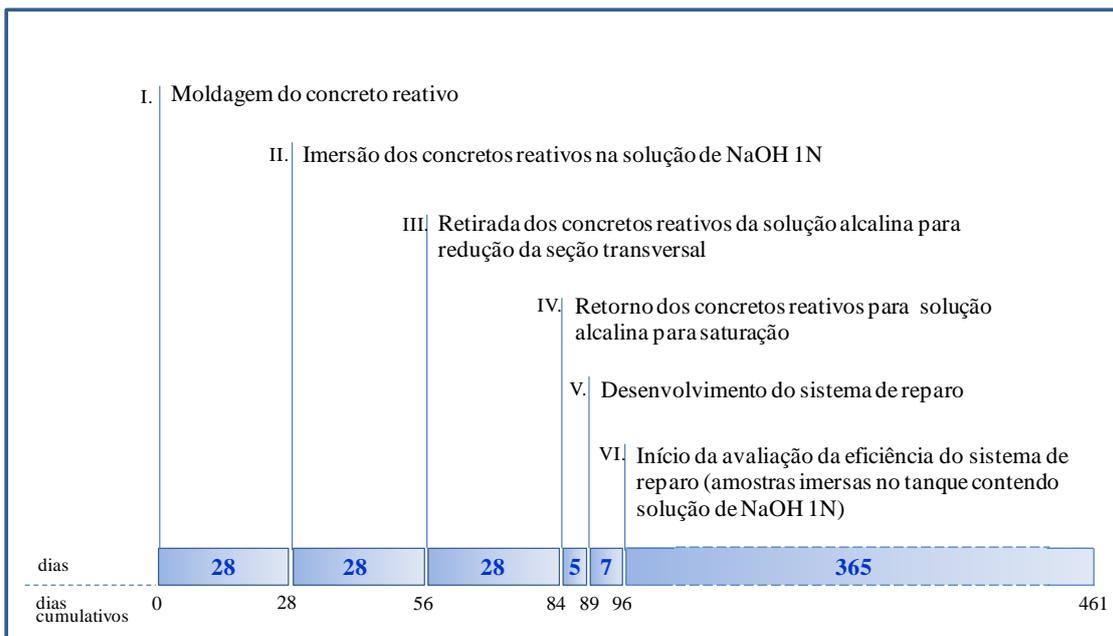


Figura 3.4 – Diagrama temporal esquemático das etapas de desenvolvimento do reparo.

A Etapa I corresponde à moldagem do concreto reativo de referência de elevada fluidez (CR) que será submetido à reação álcali-agregado, utilizado como núcleo reativo a ser reparado. Para a avaliação da eficiência de cada sistema de reparo, foram moldados 3 corpos de prova cilíndricos nas dimensões de 147 mm x 298 mm do concreto reativo de referência, conforme a produção dos concretos descrita no item 3.1. Após a moldagem, essas amostras permaneceram durante 28 dias na câmara úmida, para separar os efeitos de variações dimensionais nas primeiras idades.

Na Etapa II, os corpos de prova foram levados para o tanque contendo solução de NaOH 1N à uma temperatura de 40 °C, para aceleração da cinética da reação expansiva, onde ficaram durante 28 dias. A permanência de 28 dias de imersão na solução alcalina foi determinada de acordo com as curvas da Figura 5.7 e Figura 5.6, expansão longitudinal e lateral no tempo, da matriz, respectivamente. Foi observado que após 28 dias de imersão na solução de NaOH, o concreto de referência já apresentava expansão lateral e longitudinal da ordem de 0,03% e 0,04%, respectivamente. As normas RILEM B – TC 106-3 (2000) e ASTM C-1293 (2005) indicam a presença de agregados reativos quando o valor de expansão longitudinal é superior a 0,04%. Dessa forma, estabeleceu-se essa idade para o início do processo da realização do

encapsulamento do concreto reativo para avaliar a eficiência dos sistemas de reparo no controle da expansão provocada pela RAA.

Na Etapa III realizou-se a redução das dimensões do concreto reativo. Como as leituras das variações dimensionais das amostras reparadas foram aquisitadas por meio de um equipamento para a determinação das deformações volumétricas dos concretos, Robô, foi necessário que o conjunto final dos corpos de prova em análise (núcleo reativo + sistema de reparo) apresentasse as dimensões de 147 mm x 298 mm. Portanto, foi necessário reduzir as dimensões do núcleo reativo. A seção transversal, com o diâmetro inicial de 147 mm, foi reduzida para 97 mm, através do torno mecânico, conforme a Figura 3.5. A altura do corpo de prova, que inicialmente media 298 mm, foi reduzida para a dimensão de 248 mm.

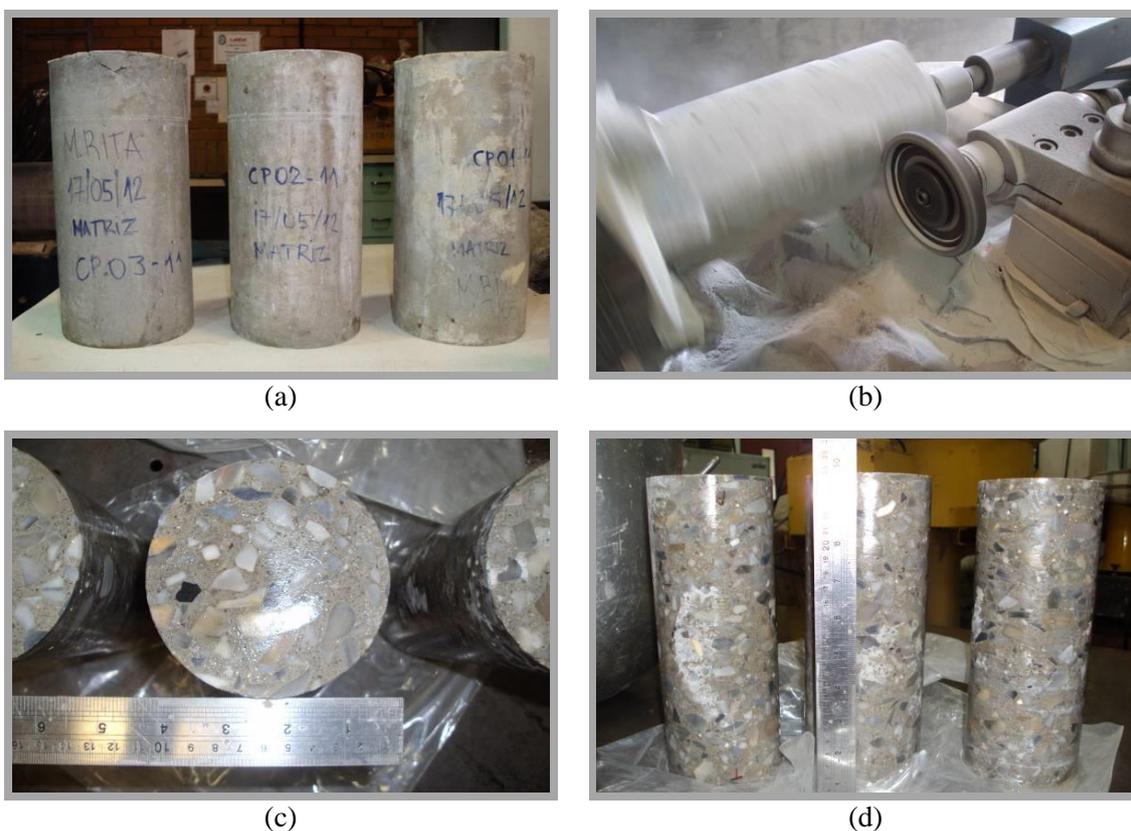


Figura 3.5 – Redução da seção transversal dos corpos de prova a través da utilização do torno mecânico: (a) corpos de prova na dimensão 147 mm x 298 mm; (b) mecanismo de redução da seção; (c) diâmetro de 100 mm; (d) altura de 250 mm.

Essas dimensões foram estabelecidas para que o anel externo de cintamento do concreto reativo de referência tivesse uma espessura uniforme em toda a sua superfície,

na ordem de 25 mm. Este procedimento teve a duração de 28 dias, durante este período as amostras permaneceram em ambiente externo, sem estarem sujeitas a elevados teores de temperatura e umidade.

Em seguida, na Etapa IV, os concretos referentes ao núcleo reativo retornaram à solução de NaOH 1N a uma temperatura de 40 °C, onde permaneceram durante 5 dias, com o objetivo de reativar a cinética da reação e manter os corpos de prova saturados.

A Etapa V correspondeu à moldagem do sistema de reparo para encapsular o núcleo reativo. As amostras permaneceram durante 7 dias cobertas por uma manta úmida, para que não houvesse a perda de umidade para o ambiente externo. Detalhes desta Etapa serão descritos no item 3.2.1 a seguir.

E por fim, os corpos de prova foram desmoldados, e foi iniciada a Etapa VI, em que os concretos reparados retornaram ao tanque contendo a solução de NaOH 1N à 40 °C, para a aceleração da reação álcali-agregado e avaliação da eficiência do sistema de reparo na contenção da expansão gerada pelo núcleo reativo.

### **3.2.1 Composição das misturas e produção do sistema de reparo**

#### **3.2.1.1 SHCC**

O sistema de reparo denominado SHCC no presente trabalho correspondeu ao compósito reproduzido por OLIVEIRA (2013), baseada na mistura CF01 desenvolvida por MAGALHÃES (2010). Essa mistura corresponde a um compósito cimentício reforçado com 2% de fibras de PVA. Para a produção do compósito foram empregados os materiais descritos a seguir. É importante salientar que todos os materiais utilizados para a produção do SHCC foram fornecidos por OLIVEIRA (2013), portanto, toda a caracterização dos mesmos foi realizada pela autora. A composição do compósito reforçado com fibras de PVA é apresentada na Tabela 3.4.

- Cimento CII F – 32 de fabricante Votorantim;
- Cinza volante produzida comercialmente pela PozoFly;

- Agregado miúdo, com diâmetro máximo do grão igual a 0,212 mm, procedente da região de Maricá/RJ;
- Água deionizada;
- Superplastificante (SP) de 3ª geração, a base de éter carboxílico modificado, Glenium 51;
- Agente modificador de viscosidade (VMA), Rheomac UW 410;
- Fibras de PVA, de 12 mm de comprimento, diâmetro de 0,04 mm. De acordo com o fabricante, a fibra apresenta valores de resistência à tração de 1600 MPa, módulo de elasticidade de 40 GPa e alongamento de 7%.

Tabela 3.4 – Composição do compósito SHCC reforçado com fibras de PVA.

Materiais	Composição (kg/m <sup>3</sup> )
Cimento	488,10
Cinza volante	593,45
Agregado miúdo	516,13
Água	380,88
SP	30,00
VMA	3,20
Fibras de PVA	29,00

A moldagem do compósito cimentício com enrijecimento na tração direta foi realizada em sala climatizada a 21 °C ± 1 °C, utilizando uma argamassadeira com capacidade de 20 litros. As etapas para obtenção das misturas foram realizadas conforme descrito por MAGALHÃES (2010), sendo apresentada detalhadamente na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Etapas da mistura para produção do compósito cimentício.

Etapa	Procedimento	Velocidade de rotação	Duração (segundos)
1	Homogeneização de todos os componentes secos da matriz (cimento, areia, cinza volante)	média	180
2	Adição dos componentes líquidos (água e aditivos químicos)	média	300
3	Adição das fibras de PVA	média	120
4	Mistura dos materiais	rápida	120
5	Mistura dos materiais	média	180

Após a realização da mistura dos materiais, foi realizado o ensaio de consistência segundo a NBR 13276 (2005), onde foi medido um espalhamento de 220 mm, apresentando uma boa consistência para a moldagem, sem ocorrência de exsudação da mistura, conforme ilustra a Figura 3.6. A moldagem do sistema de reparo foi realizada em três etapas, conforme ilustrado na Figura 3.7.

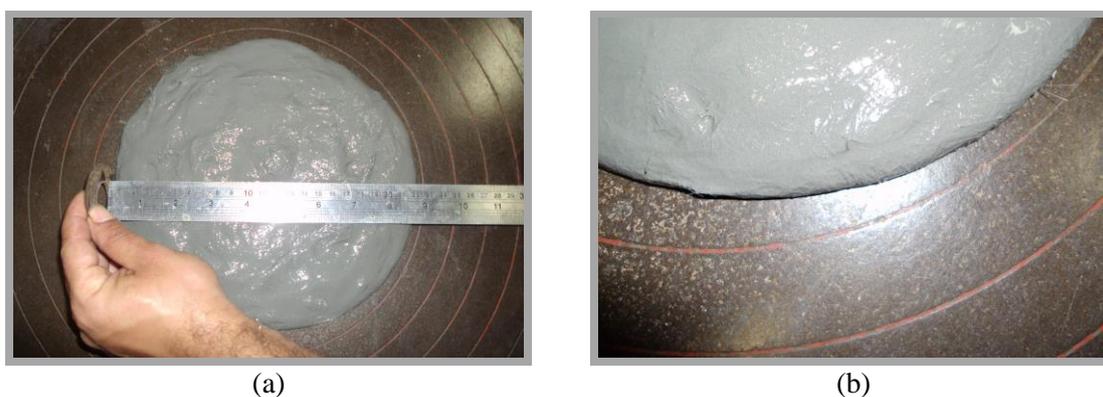


Figura 3.6 – Compósito cimentício SHCC: (a) espalhamento; (b) consistência da mistura.

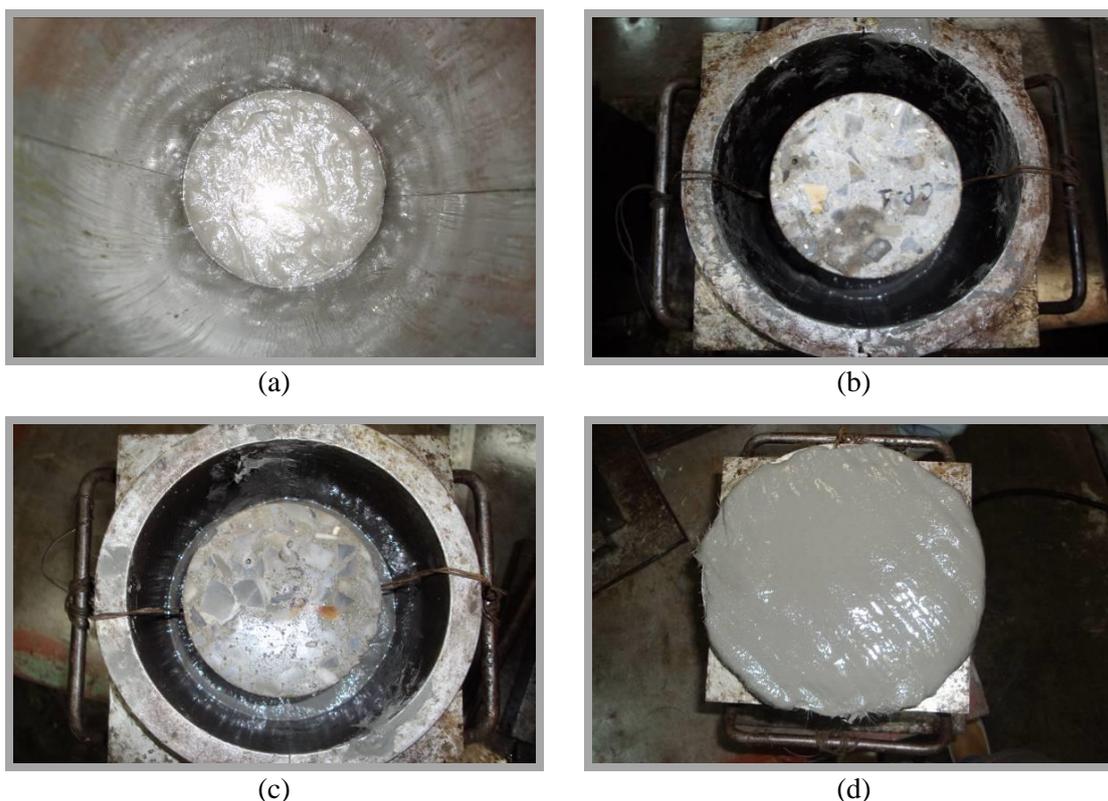


Figura 3.7 – Moldagem do sistema de reparo SHCC: (a) preenchimento da base; (b) inserção do núcleo reativo; (c) preenchimento do anel externo; (d) preenchimento do topo.

Primeiro, a base do molde foi preenchida até uma altura de 25 mm; em seguida, o núcleo reativo saturado foi colocado centralizado no interior do molde, apoiado na base moldada, porém, fixado nas laterais para não submergir no compósito fresco, e deixado uma altura de 25 mm do topo do molde, depois foi realizado o preenchimento do anel externo pelo compósito cimentício; e por fim, o topo do molde foi preenchido, encapsulando o núcleo de concreto reativo em todas as direções. Após o término de cada lançamento, o adensamento das misturas foi realizado em mesa vibratória por apenas 2 segundos, de modo que o núcleo reativo não sofresse alteração na sua posição.

Após a moldagem, os corpos de prova foram cobertos por uma manta úmida durante 7 dias, para impedir a perda de água para o meio externo. Após esse período, os corpos de prova foram desmoldados e retornaram para o tanque contendo solução de NaOH 1N à uma temperatura de 40 °C, para a avaliação da eficiência do SHCC como sistema de reparo por um período de 1 ano. Também foram moldadas amostras para obtenção das propriedades mecânicas pelos ensaios de compressão axial e tração direta. Esses corpos de prova foram mantidos na câmara úmida até a idade de ensaio, 28 dias após a moldagem.

### **3.2.1.2 CONAD**

O sistema de reparo, denominado CONAD no presente trabalho, correspondeu à reprodução do concreto de altíssimo desempenho desenvolvido por FORMAGINI (2005), reforçado com fibras de aço e volastonita nos teores de 2% e 2,63%, respectivamente, ajustados para os materiais disponíveis no laboratório. Assim como na produção do SHCC, os materiais utilizados para a produção do CONAD, como também a caracterização dos mesmos foram fornecidos por uma pesquisa ainda em andamento realizada por OLIVEIRA (2013). Os materiais utilizados na reprodução do concreto de altíssimo desempenho estão descritos a seguir. A composição do concreto de altíssimo desempenho utilizado para a reprodução da mistura é apresentado na Tabela 3.6.

- Materiais cimentícios: Cimento CII – F e sílica ativa;
- Agregados: Sílica 325 e areia de rio. As dimensões dos grãos da areia utilizados variaram entre 150 µm - 300 µm e 425 µm - 600 µm;

- Fibras: Fibras de aço com 13 mm de comprimento, 0,20 mm de diâmetro, relação de aspecto igual a 65. Microfibras de wollastonita, com dimensão transversal variando entre 5 µm a 100 µm e a longitudinal entre 50 µm a 2 mm, com relação de aspecto igual a 15.
- Superplastificante (SP) de 3ª geração, a base de éter carboxílico modificado, Glenium 51;
- Água deionizada.

Tabela 3.6 – Composição do concreto de altíssimo desempenho CONAD reproduzido no presente estudo.

Materiais		Composição (kg/m <sup>3</sup> )
Cimento		1089
Sílica ativa		62
Sílica 325		82
Agregado miúdo	150 – 300 (µm)	60
	425 – 600 (µm)	823
Microfibra de wollastonita		82
Fibras de aço		158
SP		50
Água		162

A reprodução do concreto de altíssimo desempenho foi realizada conforme descrito por FORMAGINI (2005), porém com algumas modificações devido ao material disponível no laboratório. Por exemplo, o tipo de cimento utilizado por FORMAGINI (2005) foi o CPIII 40, enquanto que o cimento utilizado no presente trabalho correspondeu ao CPII – F. A moldagem foi realizada em sala climatizada a 21°C ± 1 °C, utilizando uma argamassadeira com capacidade de 20 litros.

Inicialmente, foi realizada a mistura dos materiais secos e as microfibras de wollastonita, a argamassadeira foi ligada na velocidade média, e a mistura foi homogeneizada durante 1 minuto. No tempo de 2 minutos, foi adicionada a metade da água de amassamento com metade do dispersante durante 1 minuto e deixados misturar até 9 minutos do início da mistura. Neste momento, a outra metade da água foi adicionada e misturada até o tempo de 14 minutos, em que a velocidade foi alterada para a velocidade rápida. Após 2 minutos, foi adicionada a outra metade do dispersante, misturou-se por mais 1 minuto e foi feita uma pausa de 1,5 minuto para limpar as

bordas da argamassadeira, logo após foi ligada na velocidade 1. E finalmente, foram as microfibras de aço adicionadas e misturadas totalizando 23 minutos de mistura. As etapas da produção do CONAD estão apresentadas na Figura 3.8.

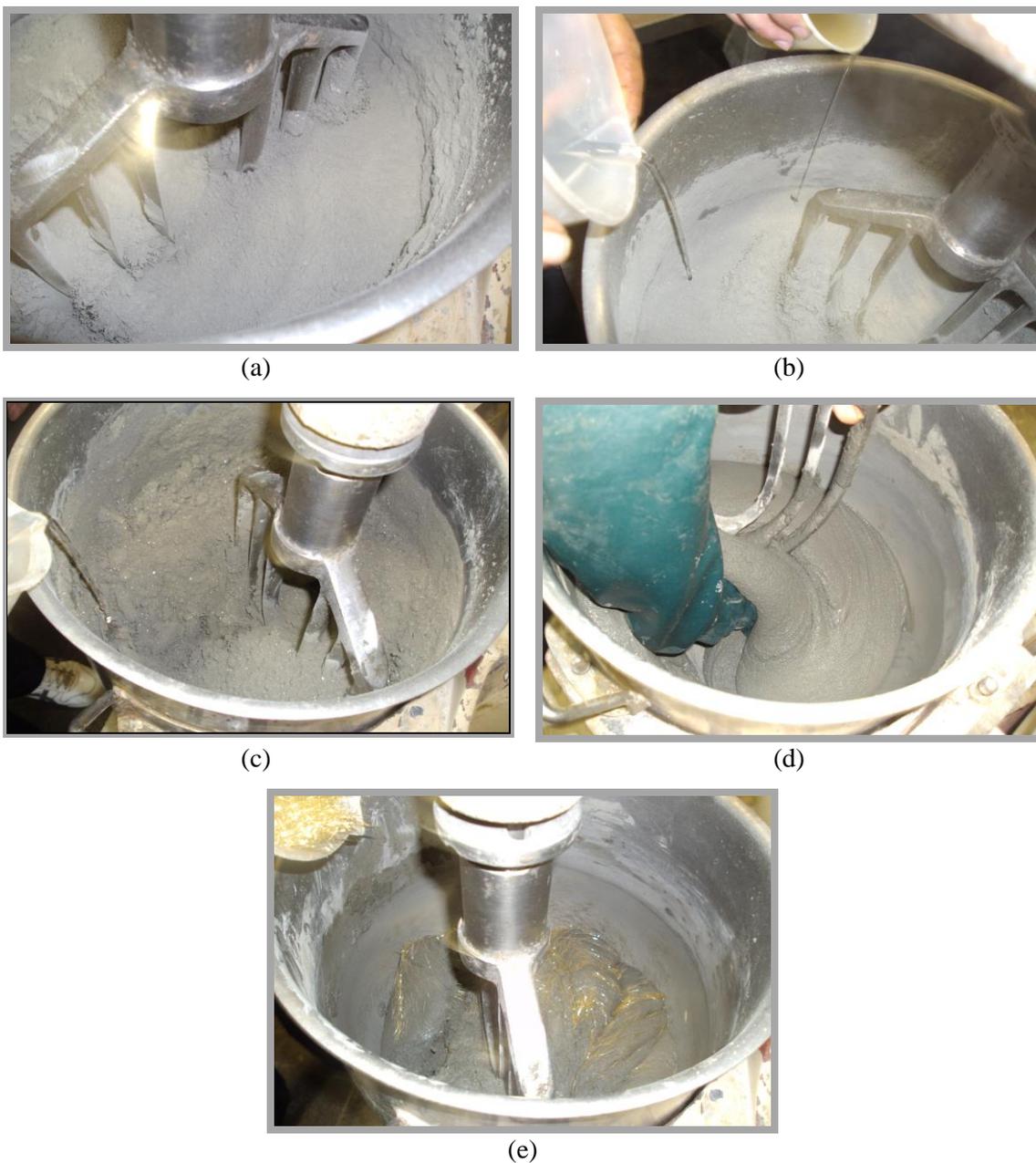


Figura 3.8 – Produção do CONAD: (a) mistura dos materiais secos; (b) adição da metade da água de amassamento e metade do dispersante; (c) adição da outra metade da água de amassamento; (d) pausa para limpeza das bordas da argamassadeira; (e) adição das fibras de aço.

O lançamento do concreto de altíssimo desempenho nos moldes foi realizado em duas etapas: inicialmente preenchendo a base do molde, até uma altura de 25 mm; em

seguida, o núcleo reativo saturado foi colocado centralizado no interior do corpo de prova, apoiado na base moldada, porém, fixado nas laterais para não submergir no concreto fresco, deixado a uma altura de 25 mm do topo do molde, então foi feito o preenchimento de todo o anel externo e o topo do molde de uma só vez, encapsulando todo o núcleo de concreto reativo, conforme ilustra a Figura 3.9. Por ser um concreto autoadensável, não foi necessário vibrar o concreto.

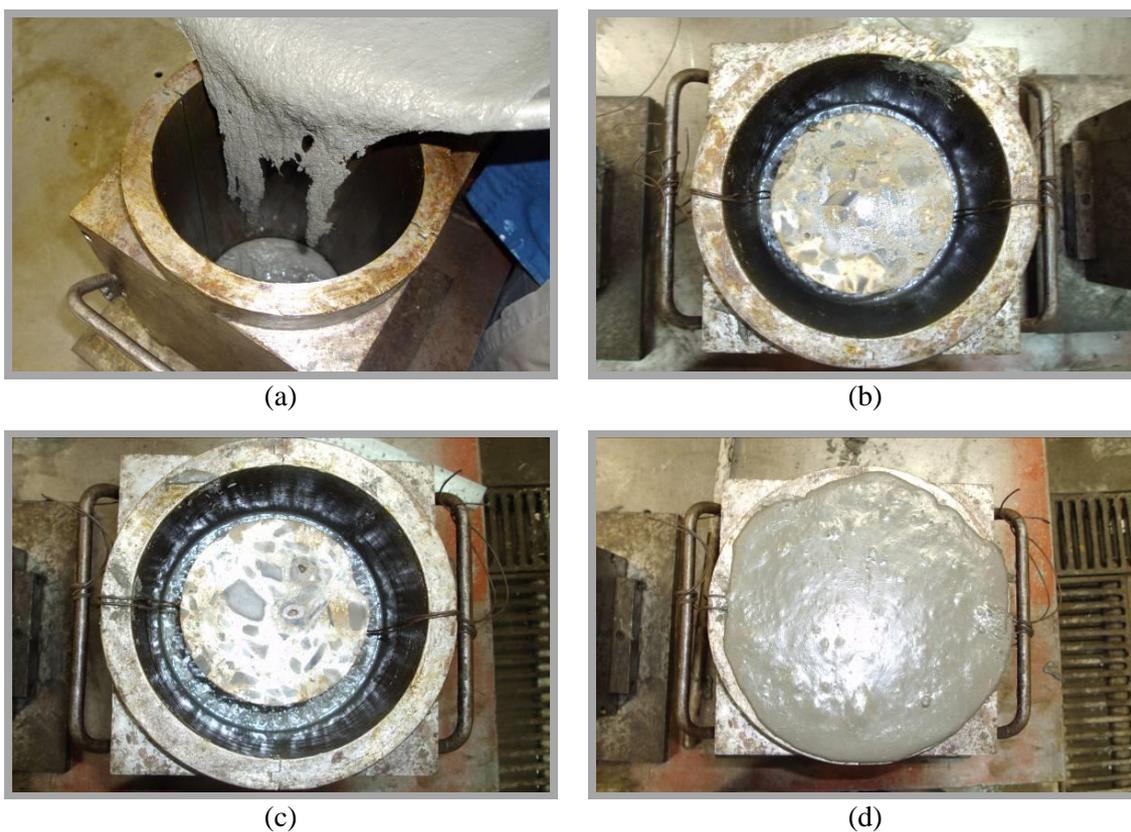


Figura 3.9 – Moldagem do sistema de reparo CONAD: (a) preenchimento da base; (b) inserção do núcleo reativo; (c) preenchimento das laterais; (d) preenchimento do topo.

Após a moldagem, os corpos de prova foram cobertos por uma manta úmida para impedir a perda de água para o meio externo durante 7 dias. Após esse período, foram desmoldados e retornaram para o tanque contendo solução de NaOH 1N à uma temperatura de 40 °C, para a avaliação da eficiência do CONAD como sistema de reparo. Também foram moldadas amostras para obtenção das propriedades mecânicas pelos ensaios de compressão axial e tração direta. Estes corpos de prova foram mantidos na câmara úmida até a idade de ensaio, os 28 dias após a moldagem.

## 4 METODOLOGIA DOS ENSAIOS

### 4.1 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

#### 4.1.1 Composição química

As composições químicas dos materiais foram determinadas por meio da espectroscopia por fluorescência de energia dispersiva de raios-X. O equipamento utilizado foi EDX 800, da marca Shimadzu, do Laboratório de Estruturas e Materiais da COPPE/UFRJ, apresentado na Figura 4.1.



Figura 4.1 – Equipamento EDX 800 utilizado na análise química.

#### 4.1.2 Massa específica

As massas específicas dos materiais granulares foram determinadas por ensaios realizados em Picnômetro a Gás *AccuPyc 1330 (Micromeritics)*, do Laboratório de Estruturas e Materiais da COPPE/UFRJ. O método consiste na determinação do volume

de uma massa de amostra conhecida por meio da variação da pressão do gás em um volume previamente calibrado. Para o agregado graúdo, a massa específica foi determinada conforme os procedimentos estabelecidos pela NBR NM 53 (2003).

#### **4.1.3 Resistência à compressão do cimento**

A resistência à compressão do cimento foi determinada conforme as prescrições da NBR 7215 (1996). O método consiste na determinação da resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Os corpos de prova foram produzidos com argamassa composta de uma parte de cimento, três de areia normalizada, em massa, e com relação água/cimento de 0,48. Os corpos de prova foram conservados em atmosfera úmida para cura inicial e em seguida foram desmoldados e submetidos à cura em água saturada de cal até a data de ruptura, correspondentes no presente estudo a 1, 3, 7, 28 e 91 dias.

#### **4.1.4 Teor de Álcalis do cimento**

O teor de álcalis do cimento foi fornecido pela caracterização realizada no Laboratório de FURNAS Centrais Elétricas S.A (NBR NM 17, 2004). De acordo com a ASTM C-1293 (2005), para a produção do concreto reativo, o cimento a ser utilizado deve apresentar um teor de álcalis total, expresso em equivalente alcalino ( $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} = \% \text{Na}_2\text{O} + 0,658 \% \text{K}_2\text{O}$ ) de  $0,9\% \pm 0,1\%$ , caso contrário, deve-se adicionar hidróxido de sódio (NaOH) na água de amassamento do concreto, a fim de aumentar o teor de álcalis da mistura.

#### **4.1.5 Reatividade potencial do agregado**

A investigação da reatividade potencial do agregado graúdo do presente estudo foi realizada no Laboratório de FURNAS Centrais Elétricas S.A., pelos ensaios de análise petrográfica por microscopia ótica de luz transmitida, de acordo com a ASTM C-295 (2008) e do ensaio de expansão em barras de argamassas, conforme a ASTM C-1260 (2005).

#### **4.1.6 Curva granulométrica**

As curvas granulométricas dos agregados miúdos foram obtidas por peneiramento, seguindo as recomendações da NBR NM 248 (2003), com as peneiras da série normal. As frações granulométricas do agregado graúdo foram utilizadas de acordo com os valores estabelecidos nas normas ASTM C-1293 (2005) e RILEM B – TC 106-3 (2000).

#### **4.1.7 Ensaio de compatibilidade e ponto de saturação**

O método utilizado para avaliar a compatibilidade e o ponto de saturação do dispersante sobre as partículas finas correspondeu ao ensaio de escoamento de pastas através do uso do funil de Marsh, utilizado por AÏTCIN (2000). O método consiste em determinar o tempo que 1 litro de pasta leva para fluir pelo funil com diâmetro igual a 5 mm, valor utilizado no presente trabalho. As medições do tempo de escoamento foram feitas em intervalos de tempo de 10, 30 e 60 minutos, com o objetivo de verificar variações no tempo de fluxo de pastas.

### **4.2 PROPRIEDADES DOS CONCRETOS NO ESTADO FRESCO**

As propriedades dos concretos no estado fresco desenvolvidos para o sistema preventivo do presente estudo foram determinadas pelos ensaios de abatimento e espalhamento - *slump flow* (NBR 15823-2, 2010), abatimento do tronco de cone (NBR NM 67, 1998), espalhamento do cone invertido (FERRARIS e DE LARRARD, 1998) e fluidez no funil V (NBR 15823-4, 2010).

#### **4.2.1 Ensaio de abatimento e espalhamento**

O ensaio de abatimento pelo cone de Abrams é o mais usualmente utilizado para avaliar a consistência do concreto no estado fresco. O ensaio consiste em medir o diâmetro máximo em duas direções correspondente ao espalhamento da mistura de concreto. O valor final do espalhamento corresponde à média desses valores. O ensaio de tronco de cone invertido também foi utilizado para avaliação da capacidade de fluidez do concreto. Nesse ensaio, o cone de Abrams é posicionado de forma invertida

sobre uma base metálica, após o escoamento do concreto na base metálica é realizada a medição do diâmetro correspondente ao espalhamento da mistura de concreto. Segundo FORMAGINI (2005), um espalhamento superior a 60 cm indica alta fluidez do concreto.

Para o caso do concreto convencional, a realização do ensaio consiste no preenchimento do molde com o concreto em três camadas, compactadas com 25 golpes cada uma. Em seguida, retira-se o molde do concreto na direção vertical e mede-se o abatimento do concreto, determinando a diferença entre a altura do molde e a altura do eixo do corpo de prova.

#### **4.2.2 Fluidez no funil “V”**

O teste de fluidez no funil “V” verifica a capacidade de fluidez de concretos autoadensáveis. Para este ensaio é utilizado um funil em forma de “V”, com abertura inferior retangular de 6,5 cm x 7,5 cm. As dimensões do funil seguem a norma NBR 15823-5 (2010). A realização do ensaio consiste na determinação do tempo que o concreto leva para fluir através da abertura inferior do funil. Os resultados apontam que, um baixo de tempo de escoamento, indica grande fluidez, enquanto um valor alto indica baixa fluidez. A ocorrência de entupimento da abertura inferior aponta dificuldades de lançamento e de adensamento do concreto (EFNARC, 2002; SCC European Work Group, 2005).

### **4.3 PROPRIEDADES DO CONCRETO NO ESTADO ENDURECIDO**

#### **4.3.1 Ensaio de variação dimensional dos corpos de prova submetidos à RAA**

A expansão dos concretos reativos submetidos à RAA ao longo do tempo foi analisada por meio de um equipamento para medição experimental de RAA, desenvolvido na COPPE/UFRJ (AGUAS, 2014). O equipamento utilizado para a determinação das deformações volumétricas dos concretos corresponde ao RMDV, também chamado de Robô no presente estudo. Esse equipamento consiste de uma

câmara de medição de variação volumétrica de corpos de prova cilíndricos, limitado nas dimensões de 147 mm x 298 mm, onde com o auxílio de sete transdutores elétricos de deslocamento (LVDT's), distribuídos pela superfície das amostras, dos quais 6 LVDT's (diametralmente opostos) aquisitam a medida do diâmetro do corpo de prova em 3 alturas distintas, e 1 LVDT, localizado de forma descentralizada na parte superior do cilindro, registra a altura da amostra. Esses LVDT's, com o acionamento pneumático, registram por meio de um programa computacional o diâmetro dos corpos de prova para cada setor de 24 graus, totalizando 15 leituras em uma volta completa. As mesmas 15 leituras também registram a altura do corpo de prova, obtida por meio do LVDT localizado no topo da amostra. O equipamento Robô e as etapas do procedimento de ensaio de variação volumétrica em corpos de provas são apresentados na Figura 4.2.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.2 – Procedimento para realização do ensaio de variação volumétrica. (a) Equipamento Robô; (b) Disposição dos sete LVDT's; (c) Calibração do equipamento com a leitura do gabarito; (d) Realização das leituras do corpo de prova.

Para cada campanha de medição, deve-se obter uma leitura de calibração realizada em um gabarito padrão de aço inoxidável, com dimensões de 147 mm x 318 mm. O gabarito padrão é colocado no prato giratório do Robô, centralizado com o auxílio de um relógio digital comparador, para que as leituras laterais e longitudinais sejam adquiridas pelos LVDT's. Retira-se o corpo de prova padrão e coloca-se o corpo de prova do ensaio, apoiado em um disco de 20 mm de aço inoxidável (esse disco é necessário para que a altura do corpo de prova possa ser comparada com a altura do gabarito padrão). Após a centralização do corpo de prova, as leituras laterais e longitudinais são adquiridas e comparadas com as do gabarito de referência. Com a aquisição das leituras laterais e longitudinais, pode-se obter o volume dos corpos de prova para cada campanha realizada.

Para a avaliação da eficiência do concreto fibroso como sistema de reparo foram moldados três corpos de prova cilíndricos de cada mistura, nas dimensões de 147 mm x 298 mm. As medidas dos mesmos foram registradas durante os 365 dias em que permaneceram imersos na solução de hidróxido de sódio.

O monitoramento da variação dimensional das amostras reparadas também foi realizado pelo Robô, mediante a comparação dos valores medidos de variação dimensional das amostras reparadas com os resultados obtidos do concreto reativo de referência, deixado em expansão livre ao longo do tempo.

Para a realização de um estudo comparativo da evolução da deformação devido à RAA das amostras de concreto que foram reparadas em relação ao concreto reativo de referência, houve a necessidade da realização de um ajuste na idade do início das leituras, uma vez que, para a confecção de cada uma das misturas foram utilizados dois procedimentos distintos. A Figura 4.3 mostra o processo utilizado para cada uma das situações analisadas, como também um diagrama esquemático qualitativo da tendência da evolução da expansão dos corpos de prova considerando cada etapa do experimento.

No caso do concreto reativo de referência, as amostras moldadas foram deixadas durante 28 dias na câmara úmida, e em seguida, levadas ao tanque contendo NaOH 1N, à uma temperatura de 40 °C, as quais permaneceram por um período de 365 dias, conforme Figura 4.3(a).

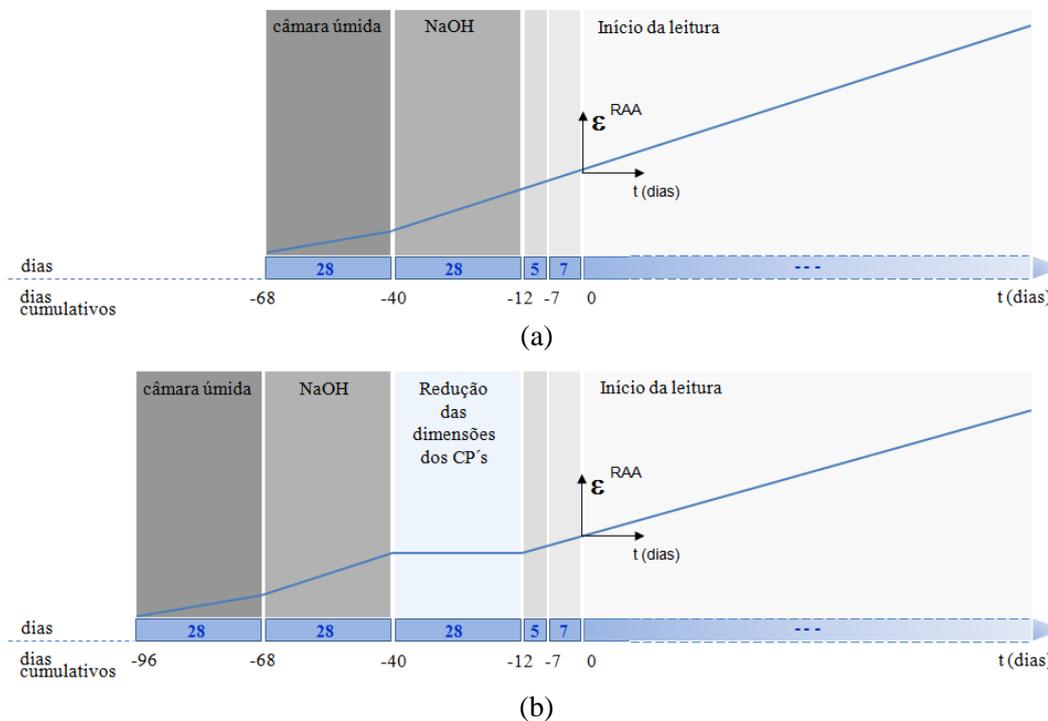


Figura 4.3 – Diagrama esquemático qualitativo da tendência da evolução da expansão dos corpos de prova considerando as etapas do experimento. (a) concreto reativo de referência; (b) Núcleo reativo + sistema de reparo.

No entanto, para as amostras em que o sistema de reparo foram desenvolvidos, os corpos de prova foram moldados e deixados 28 dias na câmara úmida, em seguida, levados para o tanque contendo solução de NaOH 1N, à uma temperatura de  $40\text{ }^{\circ}\text{C}$ , onde permaneceram por 28 dias. Até essa Etapa, o procedimento adotado foi o mesmo utilizado para o concreto de referência.

Após os 28 dias de imersão na solução alcalina, os corpos de prova permaneceram durante 28 dias em ambiente externo, sem estarem sujeitos à umidade e temperatura, para a realização da redução das dimensões das amostras. Após a conclusão deste processo, as amostras voltaram à solução deletéria por mais 5 dias para a saturação das amostras. Em seguida, realizou-se o reparo do núcleo de concreto reativo. Após a moldagem do sistema de reparo, as amostras ficaram cobertas por uma manta úmida, e após 7 dias foram desmoldadas, retornando ao tanque para o início das leituras, onde permaneceram durante 365 dias, Figura 4.3(b).

Considerando que desde a moldagem das amostras ocorre uma expansão devido à reação álcali-agregado ( $\epsilon^{RAA}$ ), e que essa expansão se desenvolve em maior intensidade quando as amostras estão submetidas a um alto teor de umidade, observa-se que, durante todo o processo da preparação das amostras para o desenvolvimento do sistema de reparo (moldagem das amostras do núcleo reativo até o início das leituras das dimensões dos corpos de prova cintados no Robô), as mesmas permaneceram um total de 28 dias sem a ativação da reação álcali-agregado pela umidade e temperatura, período em que foi desenvolvida a redução das dimensões dos corpos de prova. O diagrama esquemático qualitativo da tendência da evolução da expansão dos corpos de prova da Figura 4.3 ilustra este comportamento. Com isso, para comparar a eficiência do sistema de reparo utilizado no núcleo reativo com a expansão das amostras do concreto reativo de referência, foi necessário deslocar a idade inicial de leitura no concreto de referência, para que a comparação da variação dimensional das misturas seja realizada nas mesmas idades.

Pela Figura 4.3(a), pode-se notar que a expansão devido à RAA ocorre desde a moldagem, durante os 28 dias na câmara úmida, e acontece com maior intensidade quando submetidas à aceleração da reação em um tanque contendo solução de NaOH 1N à uma temperatura de 40 °C.

No caso da Figura 4.3(b), nos dois primeiros trechos, referentes à câmara úmida e à imersão na solução alcalina, a inclinação da expansão devido a RAA é a mesma da Figura 4.3(a), pois as amostras estão submetidas às mesmas condições que o concreto de referência (até 28 dias de imersão na solução de NaOH 1N). Porém, nos 28 dias seguintes, a expansão é considerada uma reta horizontal constante, pois durante este período, não ocorre aceleração da RAA provocado pelo elevado teor de umidade e temperatura. Posteriormente, os corpos de prova retornam ao tanque para a ativação da RAA, e a partir deste momento, permanecem em ambiente úmido até o final do ensaio, nas mesmas condições de expansão do concreto de referência da Figura 4.3(a). Portanto, para deixar as duas misturas com a mesma idade inicial de leitura de variação dimensional, sabe-se que a leitura das amostras cintadas foi iniciada 96 dias após a moldagem. Logo, para comparar com a expansão obtida no concreto de referência livre, devem ser descontados os 28 dias do processo de redução das dimensões das amostras,

considerando que a leitura foi iniciada 68 dias após a moldagem das amostras que foram reparadas. Desta forma, a comparação da expansão com o concreto de referência deve ser realizada apenas a partir de 68 dias após a moldagem deste concreto. O tempo de 68 dias após a moldagem dos concretos é considerado  $t = 0$  da curva expansão *versus* tempo.

## 4.3.2 Ensaios Microestruturais

### 4.3.2.1 Microtomografia computadorizada

A microtomografia computadorizada permite a visualização não destrutiva em 3D da estrutura de objetos em fina escala, como também cortes na seção transversal e longitudinal das amostras. Para a análise dos concretos reativos, as aquisições foram feitas com a utilização de um microtomógrafo *Skyscan* Modelo 1173 Bruker, do Laboratório de Energia Nuclear da COPPE/UFRJ. A microtomografia computadorizada foi realizada ao final do ensaio nas cinco misturas de concreto reativo desenvolvidas para a parte preventiva do presente trabalho. As amostras submetidas à microtomografia corresponderam à parte central dos concretos cilíndricos utilizados no ensaio de variação dimensional. Dessas amostras foi retirado um prisma da região central do cilindro e deixadas nas dimensões de 50 mm x 50 mm x 75 mm para a aquisição das imagens (maior dimensão permitida pelo equipamento), conforme mostra a Figura 4.4.

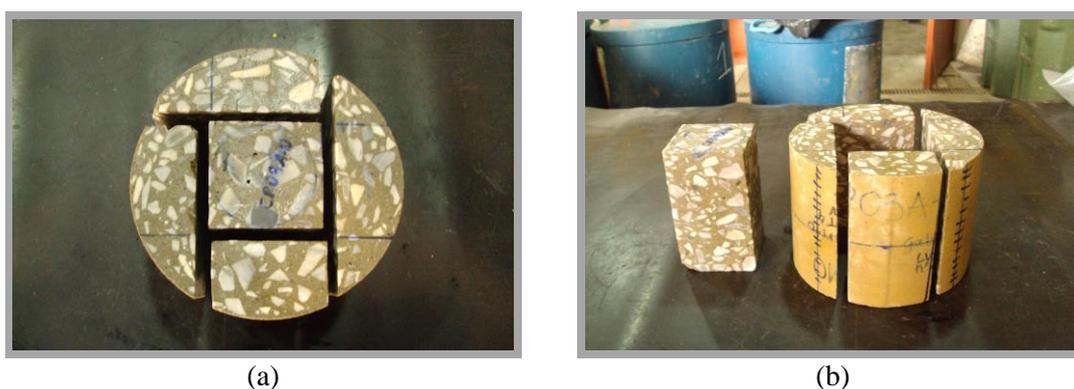


Figura 4.4 – (a) Seção transversal do corpo de prova; (b) prisma de 50 mm x 50 mm x 75 mm para a realização da microtomografia

### 4.3.2.2 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

As análises de investigações microscópicas foram realizadas no microscópio eletrônico de varredura BRUKER, no Laboratório do Centro de Tecnologia Mineral (CETEM), por meio da análise de superfície das amostras cortadas. Os corpos de prova do concreto reativo de referência desenvolvidos para o sistema preventivo, foram retirados da solução alcalina nas idades de 90, 180 e 365 dias, após a imersão na solução de NaOH para a realização das micrografias. Já para os concretos fibrosos, a análise foi feita apenas ao final do ensaio, após 365 dias de imersão na solução de NaOH.

Para a realização do MEV, foi necessária uma preparação prévia das amostras. Inicialmente realizou-se a interrupção da reação, imergindo os fragmentos em acetona durante 30 minutos, em seguida estas amostras foram levadas para estufa a fim de retirar a umidade, sendo posteriormente armazenadas em um dessecador até o dia do ensaio. Para a realização do ensaio, as amostras foram fixadas a um porta-amostra, foi feito um aterramento entre a superfície da amostra e o porta-amostra com fita de carbono. Em seguida, realizou-se o processo de secagem a vácuo e a eliminação das impurezas das amostras por meio do argônio. Após essa etapa, as amostras foram metalizadas mediante o recobrimento com prata e ouro para se tornarem condutoras e possivelmente visíveis através do MEV. A Figura 4.5 apresenta a etapa de secagem e metalização das amostras e o aspecto final da amostra metalizada com prata.



(a)



(b)

Figura 4.5 – (a) Secagem e metalização das amostras; (b) Amostra metalizada com prata.

A análise das amostras foi feita utilizando o detetor de elétrons retroespalhados (BSE), permitindo uma melhor identificação dos materiais da amostra, de modo que, os materiais com maior peso atômico apresentam uma coloração mais clara na imagem gerada. A energia dispersiva de Raios-X (EDX), unido ao detetor de elétrons secundários, permitiu de forma qualitativa a identificação dos diversos elementos químicos presentes nos produtos que foram observados.

### **4.3.3 Análise visual da fissuração dos concretos reativos**

A fissuração dos concretos reativos foi registrada pelas fotografias dos corpos de prova ao final do ensaio, após 365 dias de imersão na solução de NaOH 1N. Por meio do registro fotográfico das amostras, foi possível obter o mapeamento qualitativo de fissuras para cada mistura analisada, como também a abertura média das fissuras em evidência em cada mistura.

Para registrar o quadro fissuratório dos concretos reativos foram utilizados os corpos de prova do ensaio de variação dimensional. Nas misturas CR, CR\_1,0\_60 e CR\_1,0\_13, as leituras foram realizadas em apenas um corpo de prova cilíndrico, nos dois lados diametralmente opostos, já para as misturas CR\_0,5\_60 e CR\_0,5\_13 foram utilizados dois corpos de prova cilíndricos, e os valores foram obtidos dos lados diametralmente opostos de cada amostra. Os demais corpos de prova cilíndricos do ensaio de variação dimensional foram destinados para a realização de outros ensaios. Para cada mistura, o lado escolhido para realização das leituras foi separado em três regiões (topo, centro e base). Em cada região foi escolhida uma área com uma fissura em destaque por apresentar abertura superior que as demais na mesma região. Assim, foi medida a abertura da fissura em diversos pontos para a obtenção da abertura média da fissura. Por meio da utilização do programa ImageJ 1.47t, a partir de uma distância conhecida de referência foi possível medir, de forma precisa, a abertura média das fissuras nos concretos reativos.

### **4.3.4 Ensaios Mecânicos**

Os ensaios mecânicos realizados nos concretos corresponderam aos ensaios de resistência à compressão e resistência à flexão em quatro pontos. Esses ensaios foram

realizados em uma máquina Shimadzu servo-controlada com capacidade de carga de 1000 kN (Figura 4.6).



Figura 4.6 – Máquina servo-controlada Shimadzu, com capacidade de 1000kN.

#### **4.3.4.1 Ensaios de compressão axial**

O ensaio de resistência à compressão axial das argamassas foi realizado conforme procedimentos estabelecidos pela NBR 5739 (2007). Antes de iniciar os ensaios, os corpos de prova foram faceados em um torno mecânico, visando à obtenção de uma superfície plana e paralela entre si, perpendicular ao eixo do corpo de prova, para que a distribuição de tensões ocorresse de uma maneira uniforme.

Por meio dos ensaios de compressão foi possível a obtenção dos valores de tensão e deformação correspondente à primeira fissura e coalescência de fissura, tensão e deformação axial de pico, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.

Os deslocamentos axiais foram medidos com o uso de dois transdutores elétricos fixados longitudinalmente na região central do corpo de prova. A partir destes dados, foram obtidos os valores de deformação axial de pico e módulo de elasticidade. Já os deslocamentos laterais foram obtidos por meio de um terceiro transdutor elétrico fixado transversalmente na região central da amostra, entre os LVDT's axiais.

Com os dados dos deslocamentos transversais foram calculados os valores de coeficiente de Poisson.

A configuração do ensaio de resistência à compressão conforme a NBR 5739 (2007) é apresentada na Figura 4.7.

O módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson dos corpos de prova foram calculados a partir das curvas tensão-deformação, obtidas no ensaio de compressão.



Figura 4.7 – Configuração do ensaio de resistência à compressão.

O módulo de elasticidade foi obtido de acordo com a ASTM C-469 (2002), conforme a Equação 1.

$$E = \frac{(\sigma_{c2} - \sigma_{c1})}{(\varepsilon_{a2} - \varepsilon_{a1})}; \quad \text{Equação 1}$$

Onde:

$E$  = módulo de elasticidade;

$\sigma_{c2}$  = tensão de compressão correspondente a 40% da carga última;

$\sigma_{c1}$  = tensão de compressão correspondente a deformação axial  $\varepsilon_{a1}$ ;

$\varepsilon_{a1}$  = deformação axial igual a 0,000050;

$\varepsilon_{a2}$  = deformação axial produzida pela tensão  $\sigma_{c2}$ .

O coeficiente de Poisson foi determinado a partir da Equação 2.

$$\nu = \frac{(\varepsilon_{l2} - \varepsilon_{l1})}{(\varepsilon_{a2} - \varepsilon_{a1})}; \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

$\nu$  = coeficiente de Poisson;

$\varepsilon_{l2}$  = deformação lateral a meia altura do corpo de prova produzida pela tensão  $\sigma_{c2}$ ;

$\varepsilon_{l1}$  = deformação lateral a meia altura do corpo de prova produzida pela tensão  $\sigma_{c1}$ .

Para o sistema preventivo, o ensaio de resistência à compressão axial dos concretos foi realizado em corpos de prova cilíndricos nas dimensões de 100 mm x 200 mm. As amostras foram submetidas a esforços de compressão com controle de deformação axial a uma taxa de 0,1 mm/min. Os dados referentes às deformações e o carregamento aplicado foram registrados por um sistema de aquisição de dados “ADS 2000”, de 16 bits, da marca Lynx. A determinação da resistência à compressão dos concretos foi realizada nas seguintes idades: 28 dias após a moldagem; 90, 180 e 365 dias após a imersão na solução de NaOH. O valor da resistência à compressão para cada mistura, em cada idade, foi a média de três corpos de prova.

Para o sistema de reparo, os ensaios de compressão nos materiais utilizados como reparo do núcleo reativo, foram realizados em corpos de prova cilíndricos nas dimensões de 50 mm x 100 mm, a uma velocidade de deformação axial de 0,015 mm/min. Os deslocamentos axiais foram medidos com o uso de dois transdutores elétricos fixados longitudinalmente na região central do corpo de prova. As curvas tensão *versus* deformação foram obtidas aos 28 dias de idade, para cada mistura foram ensaiadas três amostras. Os resultados obtidos forneceram os valores de resistência à compressão, módulo de elasticidade e deformação axial de pico das amostras.

#### **4.3.4.2 Ensaio de tração na flexão**

Os ensaios de tração na flexão foram realizados nos corpos de prova prismáticos, nas dimensões de 100 mm x 100 mm x 400 mm, desenvolvidos para o sistema preventivo, conforme procedimentos estabelecidos pela norma NBR NM 55 (1996). Os ensaios foram realizados com o controle de deslocamento de travessão a uma taxa de 0,1 mm/min. As curvas carga x deslocamento foram obtidas nas idades: 28 dias após a moldagem, 90, 180 e 365 dias após a imersão na solução de NaOH. Para cada idade

foram ensaiados três corpos de prova. A configuração do ensaio está representada pela Figura 4.8.



Figura 4.8 – Configuração do ensaio de resistência à tração na flexão conforme a norma NM 55:96.

Com os ensaios de flexão em quatro pontos, com carregamento aplicado nos terços do vão livre (fixado em 300 mm em todos os ensaios) foi possível a obtenção dos valores de carga de ruptura e deslocamento da amostra no meio do vão. Os dados de carga durante o ensaio também forneceram os valores de resistência de primeira fissura, denominado módulo de ruptura, calculada a partir da carga de primeira fissura; e os valores de tensão máxima pós-fissuração, calculada com o valor da carga de ruptura. A resistência de primeira fissura foi calculada a partir da Equação 3:

$$\sigma = \frac{6M}{bh^2}; \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

M = momento correspondente à primeira fissura no concreto;

b = base da amostra;

h = altura da amostra.

Mediante os ensaios de flexão foi obtida a capacidade de absorção de energia do material, propriedade denominada índice de tenacidade. Neste trabalho, para avaliação da tenacidade, foi utilizada a norma Japonesa JSCE-SF4 (1983). Em estudos anteriores (CARVALHO, 2008), verificou-se que, com a evolução da reação álcali-agregado, irá ocorrer uma redução na tensão de primeira fissura das amostras. No entanto, as normas

utilizadas para determinação dos índices de tenacidade, tais como a norma Belga NBN B15-238 (1992) e a ASTM C-1018 (1997), dependem da determinação da deflexão onde ocorre a primeira fissura, e acabam gerando resultados elevados de índices de tenacidade, mesmo com a redução da tensão de primeira fissura. Nesse contexto, a norma Japonesa independe da tensão de primeira fissura, a determinação do fator de tenacidade compreende uma visão global da curva carga *versus* deslocamento.

A recomendação Japonesa JSCE-SF4 (1983) emprega o valor do fator de tenacidade, obtido pela área total ( $T_b$ ), até a deflexão equivalente a  $\delta_{tb}$ , igual a  $L/75$  (Figura 4.9). Dessa forma, o índice de tenacidade na flexão, FT, é definido pela Equação 4.

$$FT = \frac{T_b}{\delta_{tb}} \times \frac{L}{bh^2}; \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

FT = fator de tenacidade na flexão (kgf/cm<sup>2</sup>);

$T_b$  = tenacidade na flexão (kgf.cm ou J);

$\delta_{tb}$  = deflexão equivalente a  $L/75$  (cm ou mm);

b = largura do corpo de prova (mm);

h = altura do corpo de prova (mm);

L = vão do corpo-de-prova durante o ensaio (mm).

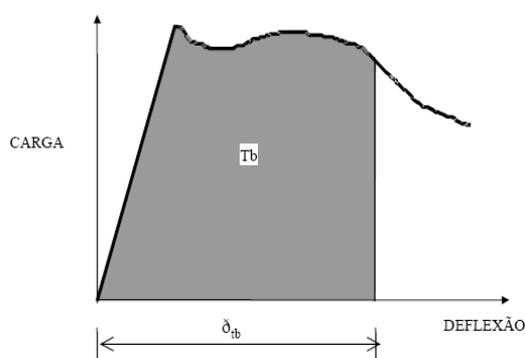


Figura 4.9 – Curva carga *versus* deslocamento para determinação do fator de tenacidade (FT), segundo critérios da norma japonesa JSCE-SF4 (1983).

#### 4.3.4.3 Ensaio de tração direta

Ensaio de tração direta foram realizados nos corpos de prova das misturas utilizadas como sistema de reparo. Os ensaios foram realizados em placas retangulares, com dimensões de 12,5 mm x 40 mm x 400 mm, na idade de 28 dias após a moldagem. Nas extremidades das amostras, foram colocadas placas de alumínio com comprimento de 10 cm para evitar concentrações de tensões e esmagamento pelas garras da máquina de ensaio. Para cada mistura, foram ensaiadas quatro amostras em uma prensa mecânica Shimadzu, modelo AGX – 100 kN utilizando-se garras hidráulicas com pressão de 0,6 MPa. A velocidade de ensaio foi 0,1 mm/min e os deslocamentos foram medidos por dois LVDT's, posicionados nas laterais dos corpos de prova, com comprimento de medida igual a 80 mm. Os resultados obtidos por meio do ensaio de tração direta permitiram a obtenção dos valores médios de tensão e deformação de primeira fissura, máxima tensão pós-fissuração e capacidade de deformação. A Figura 4.10 apresenta a configuração do ensaio.

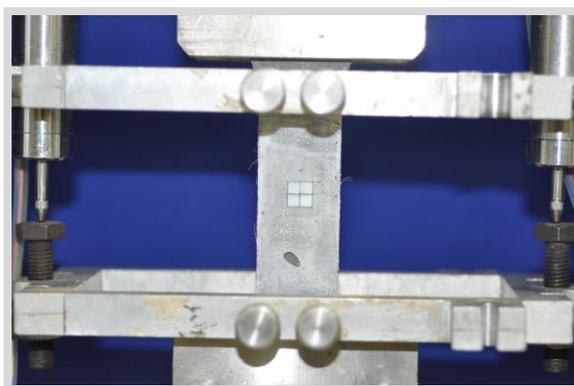


Figura 4.10 – Configuração do ensaio de tração direta.

#### 4.3.5 Absorção de água por imersão

O ensaio de absorção de água por imersão foi realizado de acordo a norma NBR 9778 (2005), nas amostras desenvolvidas para o sistema preventivo. Em cada ensaio, foram utilizados cinco corpos de prova com dimensões de 50 mm x 50 mm x 50 mm, ensaiados 28 dias após a moldagem, 90, 180 e 365 dias, após a imersão na solução de NaOH. Esse ensaio possibilita o cálculo para a determinação da absorção de água

(Equação 5), do índice de vazios (Equação 6) e da massa específica do concreto (Equação 7).

$$A = \frac{m_{sat} - m_s}{m_s} \times 100; \quad \text{Equação 5}$$

$$I_v = \frac{m_{sat} - m_s}{m_{sat} - m_i} \times 100; \quad \text{Equação 6}$$

$$\rho = \frac{m_s}{m_{sat} - m_i} \times 100; \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

$m_s$  = massa da amostra seca em estufa;

$m_{sat}$  = massa da amostra saturada em água após a imersão;

$m_i$  = massa da amostra saturada imersa em água.

#### 4.3.6 Modelo analítico utilizado na avaliação da eficiência do reparo

O comportamento das tensões geradas no cintamento do núcleo reativo foi avaliado por meio do problema hiperestático, utilizando a equação de compatibilidade de deformações, em conjunto com a equação obtida para vasos de pressão cilíndricos de paredes espessas, utilizando a solução de Lamé para tensões e deslocamentos radiais. A Figura 4.11 apresenta os componentes utilizados para o desenvolvimento da análise do modelo analítico do sistema de reparo do núcleo reativo submetido à RAA.

A Figura 4.11(a) corresponde ao concreto reativo de referência livre (CR), no qual foi medida a deformação livre provocada pela RAA, denominada  $\delta_1$ . A Figura 4.11(b) representa o núcleo reativo com o sistema de reparo desenvolvido, o deslocamento lateral lido pelo Robô correspondeu a  $\delta_2$ . A Figura 4.11(c) e a Figura 4.11(d) corresponde à separação dos efeitos que ocorrem na Figura 4.11(b).

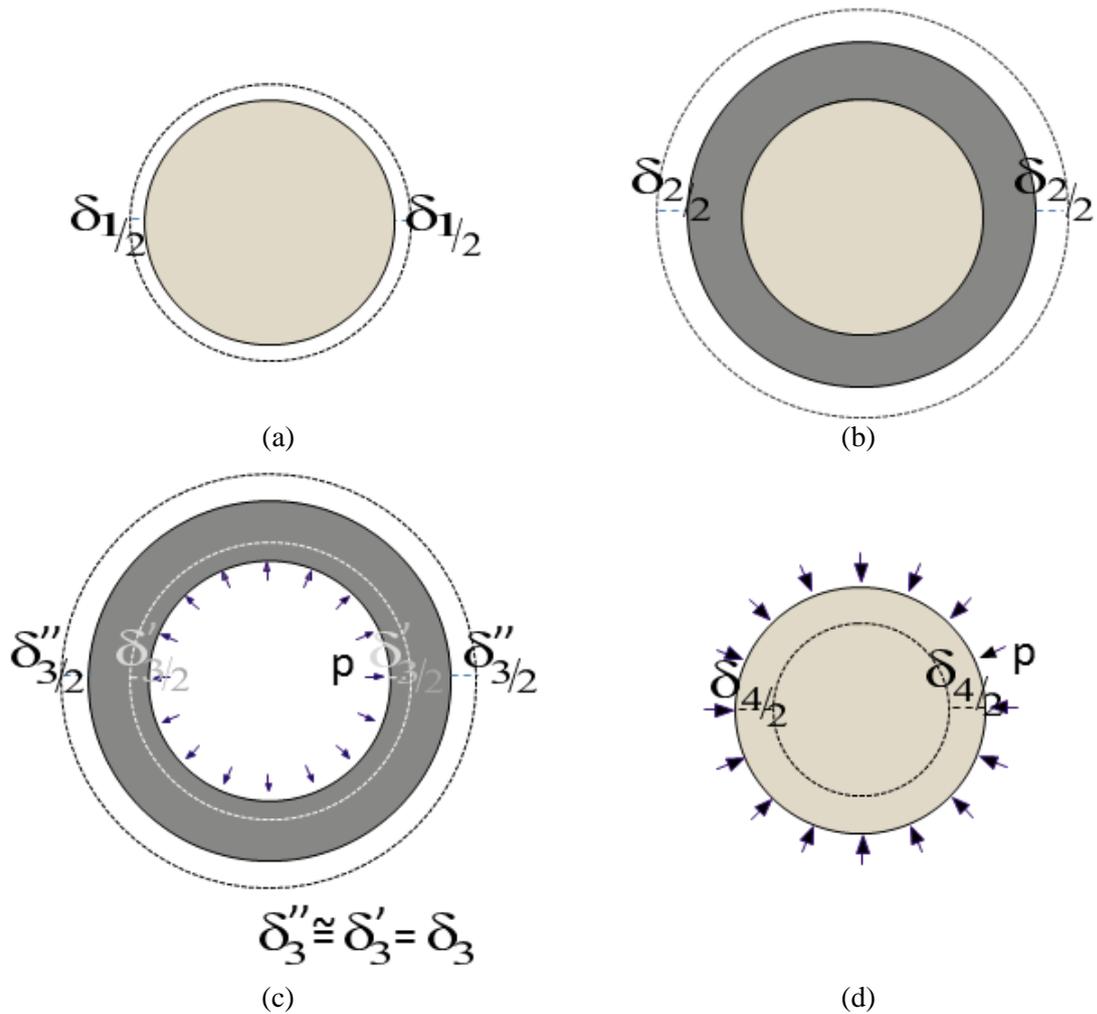


Figura 4.11 – Componentes utilizados para a análise do modelo do sistema de reparo. (a) matriz de referência livre; (b) núcleo reativo com o sistema de reparo desenvolvido; (c) coroa externa de reparo; (d) núcleo de concreto reativo.

No caso da Figura 4.11(c), a coroa externa é submetida a uma pressão  $p$ , no sentido de dentro para fora, correspondendo à expansão do núcleo reativo devido à RAA, provocando um deslocamento lateral  $\delta_3$ . Já na Figura 4.11(d), a coroa externa exerce uma pressão  $p$  no núcleo reativo, no sentido de fora para dentro, gerando um deslocamento  $\delta_4$ .

A hipótese inicial do modelo analítico utilizada na presente pesquisa considera que o núcleo reativo, após o cintamento pelos materiais usados como reparo, teve a deformação imposta devido à RAA não modificada pela pressão  $p$ .

Com essa hipótese, o primeiro passo correspondeu à determinação da pressão  $p$  gerada pelo sistema. Por meio da compatibilidade de deformações no círculo de contato, tem-se que o deslocamento lido pelo Robô do corpo de prova em expansão livre ( $\delta_1$ ), somado ao deslocamento provocado pela pressão  $p$  aplicada ao núcleo reativo no sentido de fora para dentro ( $\delta_4$ ), é igual ao deslocamento obtido pela pressão  $p$  aplicada no sentido de dentro para fora da coroa ( $\delta_3$ ), conforme a Equação 8.

$$\delta_1 + \delta_4 = \delta_3 \quad \text{Equação 8}$$

Para a resolução dessa equação de compatibilidade, tem-se que: os valores de deslocamento lateral das amostras deixadas em expansão livre ao longo do tempo  $\delta_1$  foram obtidos mediante leituras realizadas pelo Robô; os valores de  $\delta_4$  estão em função da pressão,  $f_1(p)$ , e podem ser obtidos por meio da equação de Lamé, vasos de paredes grossas submetidos apenas à pressão externa, apresentada na Figura 4.12 (Equação 9), e finalmente, os valores de deslocamento lateral ( $\delta_3$ ) estão em função da pressão  $f_2(p)$ , e também podem ser obtidos pela equação de Lamé, vasos de paredes grossas submetidos apenas à pressão interna, esboçada na Figura 4.13 (Equação 10).

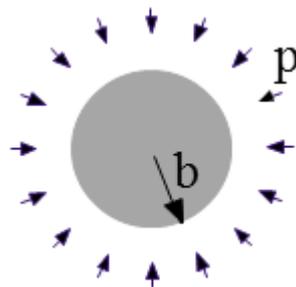


Figura 4.12 – Cilindro de parede grossa submetido apenas à pressão externa.

$$\delta_4 = \frac{b^2 p r}{E(b^2)} [(1 - \nu)] \quad \text{Equação 9}$$

Onde:

$b$  – raio do núcleo reativo;

p – corresponde a pressão provocada pela coroa externa, aplicada no sentido de fora para dentro no cilindro cheio;

r – valor do raio para qual ocorre a máxima tensão radial,  $r = b$ ;

$\nu$  – coeficiente de Poisson do concreto do núcleo reativo;

E – módulo de elasticidade do concreto do núcleo reativo.

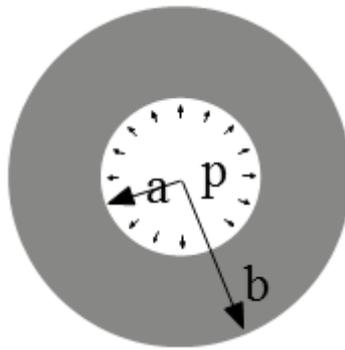


Figura 4.13 – Cilindro de parede grossa submetido apenas à pressão interna.

$$\delta_3 = \frac{a^2 p r}{E(b^2 - a^2)} \left[ (1 - \nu) + (1 + \nu) \frac{b^2}{r^2} \right] \quad \text{Equação 10}$$

Onde:

b – raio total do corpo de prova;

a – raio do núcleo reativo;

p – corresponde a pressão provocada pelo núcleo reativo, aplicada no sentido de dentro para fora na coroa;

r – valor do raio para qual ocorre a máxima tensão radial,  $r = a$ ;

$\nu$  – coeficiente de Poisson do compósito cimentício da coroa;

E – módulo de elasticidade do compósito cimentício da coroa.

## 5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS – SISTEMA PREVENTIVO

### 5.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

#### 5.1.1 Cimento

O cimento utilizado no presente trabalho foi o CPV – ARI. Os valores encontrados referentes à composição química do cimento estão apresentados na Tabela 5.1. Na Tabela 5.2 encontram-se os valores de massa específica e de resistência do cimento para as idades de 1, 3, 7, 28 e 91 dias.

Tabela 5.1 – Composição química do cimento utilizado.

Composição Química		Teor (% em massa)
	CaO	64,00
	SiO <sub>2</sub>	20,29
	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5,11
	SO <sub>3</sub>	3,28
	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2,23
	CaO Livre	1,1
Álcalis Totais	Óxido de sódio (Na <sub>2</sub> O)	0,21
	Óxido de Potássio (K <sub>2</sub> O)	0,72
	Equivalente alcalino	0,68
Álcalis Solúveis em água	Óxido de sódio (Na <sub>2</sub> O)	0,09
	Óxido de Potássio (K <sub>2</sub> O)	0,57
	Equivalente alcalino	0,47

Tabela 5.2 – Características física e mecânica do cimento.

Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )		3,09
Resistência à compressão (MPa)	1 dia	20,1
	3 dias	30,8
	7 dias	33,2
	28 dias	47,0
	91 dias	49,0

O cimento CPV – ARI utilizado no presente trabalho possui o teor de equivalente alcalino de 0,68%, inferior ao estabelecido pelas normas, desta forma, foi necessário adicionar NaOH na água de amassamento do concreto para elevar o teor de Na<sub>2</sub>O equivalente para 1,25% da massa de cimento, conforme as prescrições da norma ASTM C-1293 (2005).

### 5.1.1.1 Adição de hidróxido de sódio (NaOH) na água de amassamento do concreto reativo

A adição de hidróxido de sódio na água de amassamento do concreto foi realizada da seguinte forma:

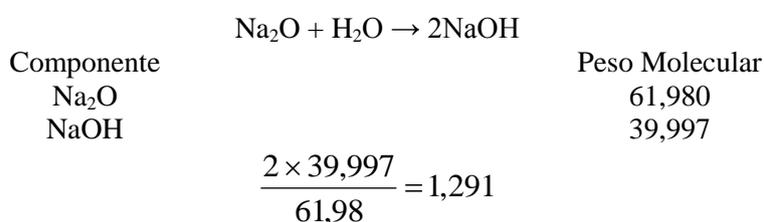
Consumo de cimento por m<sup>3</sup> de concreto: 432,6 kg

Quantidade de álcalis no concreto: 432,6 kg x 0,68% = 2,94 kg

Quantidade de álcalis especificada para o concreto: 432,6 kg x 1,25% = 5,41 kg

Quantidade de álcalis a ser adicionada ao concreto: 5,41 kg – 2,94 kg = 2,47kg

Fator de conversão de óxido de sódio para hidróxido de sódio:



Portanto, a quantidade de NaOH necessária a ser adicionada na água de amassamento da mistura de concreto correspondeu à: 2,47 x 1,291 = 3,19kg/m<sup>3</sup>

### 5.1.2 Agregado graúdo

O agregado graúdo utilizado no presente trabalho corresponde ao quartzito reativo procedente da construção da Usina Hidrelétrica de Furnas, localizada no curso médio do Rio Grande, entre os municípios de São José da Barra e São João Batista do Glória, em Minas Gerais.

A massa específica do agregado graúdo foi de  $2,65\text{g/cm}^3$ . As frações granulométricas do agregado foram utilizadas conforme a Tabela 5.3. Os resultados encontrados referentes à composição química do agregado encontram-se na Tabela 5.4.

Tabela 5.3 – Frações granulométricas do agregado graúdo.

Material retido entre as peneiras normais	Teor (% em massa)
4,8 mm e 9,5 mm	33
9,5 mm e 12,5 mm	33
12,5 mm e 19 mm	33

Tabela 5.4 – Composição química do agregado graúdo utilizado.

Composição Química	Teor (% em massa)
SiO <sub>2</sub>	91,3
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5,2
SO <sub>3</sub>	1,7
K <sub>2</sub> O	0,8
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,7
CaO	0,1

Em relação aos resultados referentes à reatividade do agregado, a análise petrográfica classifica o agregado como quartzito, de natureza metamórfica. De acordo com o exame macroscópico, o agregado apresenta coloração variando de cinza claro ao branco e estrutura orientada.

No exame microscópico, foi investigada a principal composição mineralógica presente, como também os minerais potencialmente reativos que podem participar da reação álcali-agregado. Do ponto de vista mineralógico, o agregado é composto principalmente por quartzo (valores acima de 98%), porém em menores quantidades estão presentes a mica sericita e os opacos (valores abaixo de 2%). Os resultados obtidos em relação à potencialidade mineralógica deste agregado para a reação álcali-agregado indicam que, de acordo com a NBR 15577-3 (2008), o limite máximo

aceitável de quartzo deletério adotado para classificar um agregado como potencialmente inócuo é de 5%. Portanto, o agregado em estudo é considerado potencialmente reativo.

Em relação aos opacos, as análises realizadas por microscopia ótica de luz refletida em seções polidas do agregado, identificaram apenas o sulfeto pirita ( $\text{FeS}_2$ ). Em uma avaliação semiquantitativa, o total de sulfetos foi inferior a 0,5%. Cerca de 50% dos fragmentos de pirita observados apresentaram alteração para material argilo-limonítico. Os óxidos de ferro identificados corresponderam à magnetita ( $\text{Fe}_3\text{O}_4$ ) e hematita ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ).

A avaliação da reatividade potencial do agregado do quartzito pelo método de expansão das barras de argamassa, ASTM C-1260 (2005), indicou que o agregado quartzito combinado com o cimento CPV – ARI atingiu a expansão de 0,51% aos 16 dias, chegando a 0,80% aos 30 dias. De acordo com a norma citada anteriormente, o agregado pode ser considerado potencialmente reativo, uma vez que a norma estabelece o limite de expansão de 0,10% aos 16 dias para que o agregado seja considerado inócuo.

### 5.1.3 Agregado miúdo

O agregado miúdo utilizado é uma areia quartzosa lavada proveniente do Rio Guandu, no estado do Rio de Janeiro. Os valores de massa específica e módulo de finura encontram-se na Tabela 5.5. A Figura 5.1 ilustra a curva granulométrica do agregado miúdo.

Tabela 5.5 – Características dos agregados miúdos.

Massa específica ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2,64
Módulo de finura	3,21

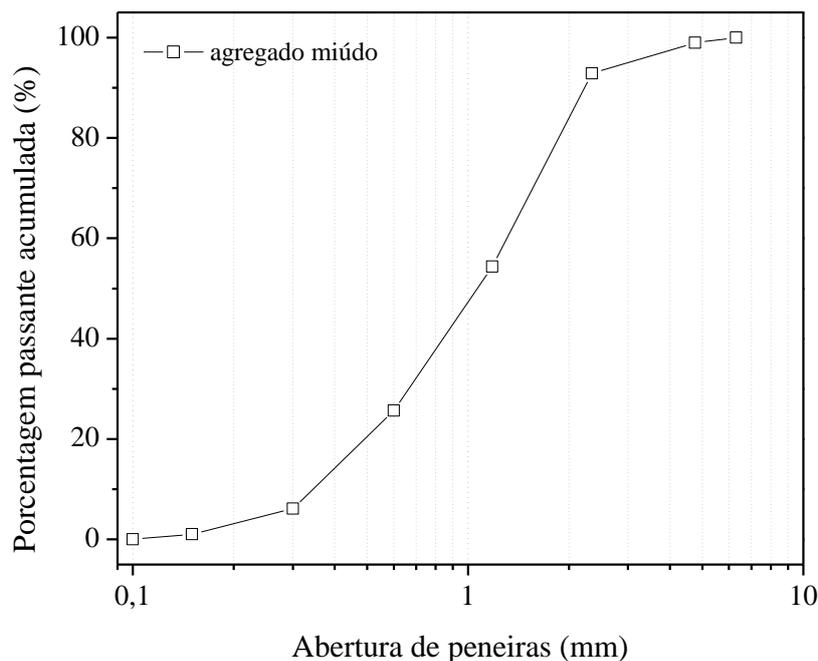


Figura 5.1 – Curva granulométrica – agregado miúdo.

#### 5.1.4 Superplastificante

Foi utilizado um superplastificante de 3<sup>a</sup> geração, a base de éter carboxílico modificado, denominado de Glenium 51. As propriedades do superplastificante utilizado no presente estudo, fornecidas pelo fabricante, encontram-se na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Propriedades do superplastificante.

Teor de sólidos (%)	29,86
Massa Específica (g/cm <sup>3</sup> )	1,071
pH	6,66

A Figura 5.2 apresenta os resultados do ensaio de compatibilidade entre o cimento CPV – ARI e o superplastificante tipo glenium. A pasta de cimento foi produzida com uma relação água/cimento de 0,46. Como o cimento utilizado para a produção do concreto reativo apresentou um teor de álcalis inferior ao valor exigido pela norma, sendo necessário adicionar NaOH na água de amassamento, a produção da pasta de cimento para o ensaio de compatibilidade foi realizada com a quantidade de NaOH necessária na água de amassamento da mistura. Na curva tempo de escoamento *versus* teor de superplastificante da Figura 5.2, observou-se que a partir do teor de 0,2% de superplastificante adicionado à mistura já foi atingido o ponto de saturação. Esse

valor foi considerado como ponto de partida para o ajuste da dosagem a ser utilizada no presente trabalho. No entanto, a fim de obter um concreto com elevada fluidez capaz de introduzir fibras de aço, o teor de 1,2% de superplastificante foi utilizado para a produção do concreto reativo do presente trabalho.

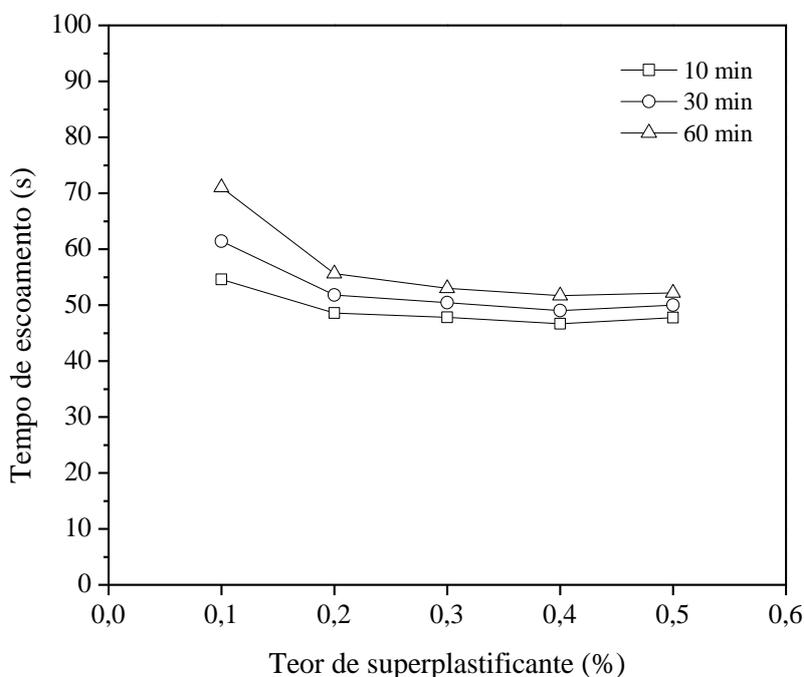


Figura 5.2 – Ponto de saturação da mistura de cimento + superplastificante.

### 5.1.5 Agente modificador de viscosidade (VMA)

O agente modificador de viscosidade (VMA), comercialmente denominado Rheomac UW 410, fabricado pela empresa BASF, corresponde a um produto com base química de polímeros de celulose de alto peso molecular, em forma de pó e coloração branca. A dosagem utilizada para a presente pesquisa foi de 0,12 % em relação à massa de cimento.

### 5.1.6 Fibras

Para a produção do concreto fibroso reativo foram utilizados dois tipos de fibras de aço, denominadas neste trabalho como fibra longa e fibra curta (Figura 5.3). A fibra longa correspondeu a Dramix 80/60, com 60 mm de comprimento, diâmetro igual a 0,75 mm, relação de aspecto ( $l/d$ ) igual a 80, com ganchos em suas extremidades. As

propriedades das fibras de aço Dramix 80/60, fornecidas pelo fabricante, são apresentadas na Tabela 5.7. A fibra curta é referente à fabricada pela Densit/KRAMPE, com 13 mm de comprimento, diâmetro igual a 0,20 mm e relação de aspecto ( $l/d$ ) igual a 65. De acordo com o fabricante, a fibra apresenta massa específica de 7800 kg/m<sup>3</sup> resistência à tração de 2200 MPa.



Figura 5.3 – Fibras de aço utilizadas. (a) DRAMIX 80/60; (b) Densit/KRAMPE

Tabela 5.7 – Características das fibras de aço Dramix 80/60.

Especificação	Dramix 80/60
Quantidade de fibras/kg	4600
Módulo de Elasticidade (GPa)	200
Resistência à Tração (MPa)	1100

### 5.1.7 Água

A água utilizada na produção dos concretos foi proveniente do sistema de abastecimento do Rio de Janeiro após o processo de deionização.

## 5.2 PROPRIEDADES DO CONCRETO NO ESTADO FRESCO

### 5.2.1 Ensaio de abatimento e espalhamento

A Tabela 5.8 fornece os resultados obtidos de abatimento, de espalhamento do tronco de cone e de espalhamento do tronco de cone invertido para os concretos

produzidos. Para cada amostra fibrosa desenvolvida, pretendeu-se que a mistura final apresentasse uma boa consistência para moldagem, isenta de segregação e exsudação, mesmo que o concreto reativo de referência perdesse a elevada fluidez apresentada antes da inserção das fibras. A Figura 5.4 ilustra os resultados do ensaio de espalhamento, como também o aspecto final da mistura, sem apresentar exsudação nos concretos. Na Figura 5.5, observa-se os resultados do ensaio de abatimento dos concretos produzidos.

Tabela 5.8 – Valores obtidos para os ensaios de abatimento e espalhamento dos concretos produzidos.

Mistura	Cone de Abrams		Cone invertido
	Espalhamento (mm)	Abatimento (mm)	Espalhamento (mm)
CR	620	270	610
CR_0,5_60	570	250	550
CR_1,0_60	-	150	-
CR_0,5_13	575	250	560
CR_1,0_13	535	245	550

Os resultados obtidos da Tabela 5.8 indicam que o concreto reativo de referência desenvolvido no presente trabalho apresentou características de alta fluidez, dentro da faixa de valores exigidos para concretos autoadensáveis, com abatimento superior a 250 mm; espalhamento superior a 600 mm, conforme GRÜNEWALD & WALRAVEM (2003).

Os ajustes realizados no traço inicial do concreto estabelecido pelas normas utilizadas, em conjunto com o emprego de um superplastificante de terceira geração e de um agente modificador de viscosidade possibilitou a produção de um concreto com um bom desempenho reológico, tais como, boa homogeneidade, sem a presença de segregação dos materiais e exsudação, Figura 5.4(a).

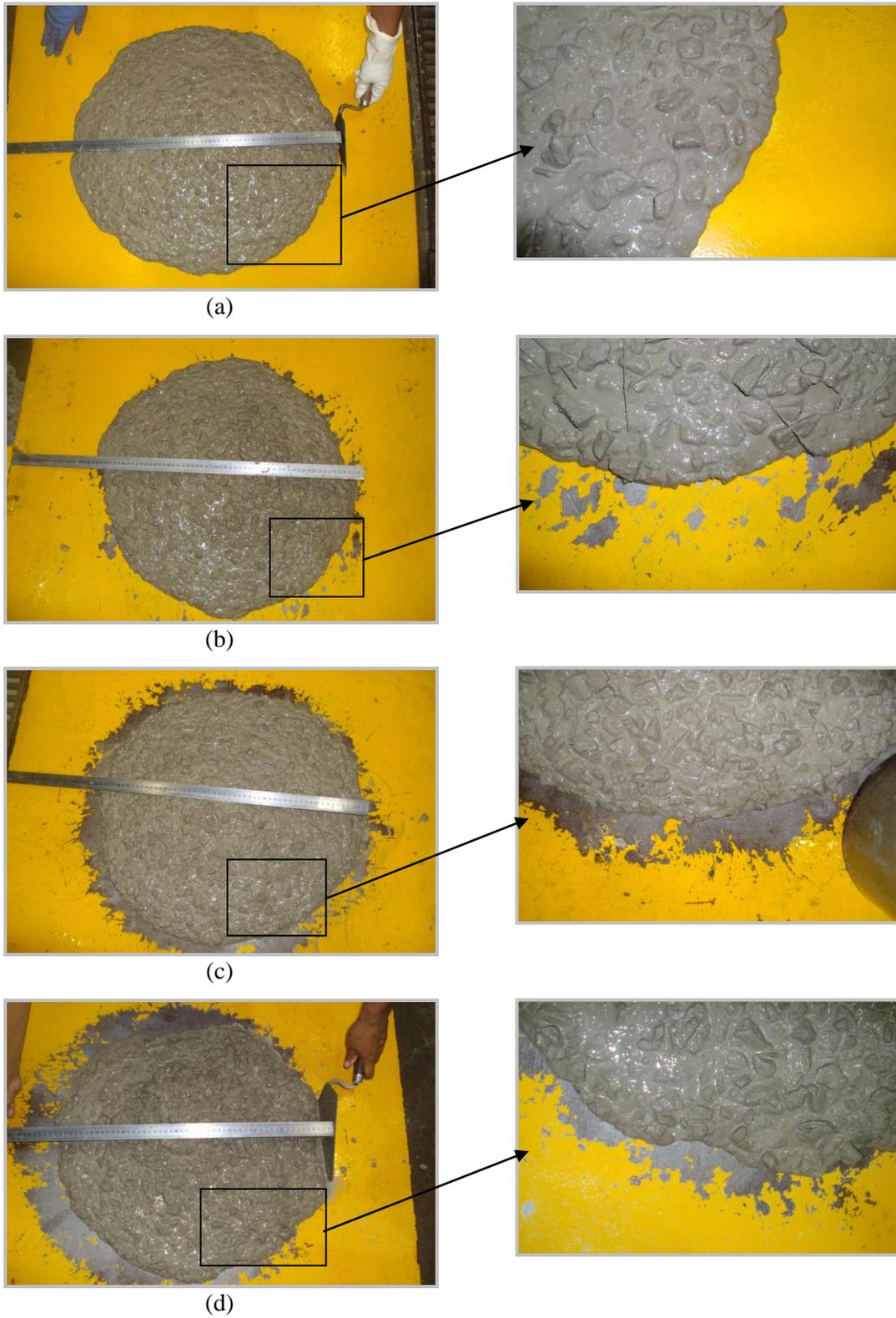


Figura 5.4 – Resultado do ensaio de espalhamento e aspecto final da mistura de concreto: (a) CR; (b) CR<sub>0,5\_60</sub>; (c) CR<sub>0,5\_13</sub>; (d) CR<sub>1,0\_13</sub>.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 5.5 – Ensaio de abatimento do tronco de cone: (a) CR; (b) CR\_0,5\_60; (c) CR\_1,0\_60; (d) CR\_0,5\_13; (e) CR\_1,0\_13.

No caso das misturas contendo reforço fibroso, a substituição do volume de concreto pelas fibras de aço afetou de forma significativa a consistência da matriz. Todas as misturas apresentaram valores de espalhamento e abatimento inferiores ao concreto reativo de referência. No entanto, para as misturas CR\_0,5\_60, CR\_0,5\_13 e CR\_1,0\_13 os resultados de espalhamento são satisfatórios, compreendidos entre 500 mm e 700 mm, conforme citado por GRABOIS (2012).

Para essas misturas, a moldagem dos corpos de prova foi realizado similarmente ao do concreto reativo de referência. O lançamento das misturas nos moldes foi realizado em uma única etapa, sem a necessidade de vibração do concreto.

De acordo com a Figura 5.4, estes concretos fibrosos também apresentaram boa homogeneidade, isentos de segregação e exsudação. Já para a mistura CR\_1,0\_60, não foi possível obter os valores de espalhamento deste concreto. Como o traço utilizado não possui uma quantidade de finos adequada, quando foi adicionado o volume de 1% de fibras de aço de 60 mm de comprimento, observou-se uma ligeira segregação da mistura, mesmo assim, foi possível a moldagem dos corpos de prova.

### 5.2.2 Fluidez no funil “V”

Na Tabela 5.9 encontram-se os resultados de tempo de escoamento no funil “V” para os concretos produzidos.

Tabela 5.9 – Resultados do tempo de fluidez no funil “V”.

Misturas	Tempo de fluidez (s)
CR	6,7
CR_0,5_60	50,9
CR_1,0_60	-
CR_0,5_13	35,2
CR_1,0_13	Bloqueada

Através dos resultados obtidos na Tabela 5.9, verificou-se que o concreto reativo de referência apresentou um tempo reduzido de escoamento no funil “V”, indicando facilidade no seu lançamento e adensamento.

Em relação aos concretos fibrosos, observa-se que a adição do teor de 0,5% do volume de fibras de aço reduz substancialmente o tempo de escoamento, e que quanto maior a relação de aspecto, maior o tempo de fluidez. Para os concretos contendo 1,0% de fibras de aço, não foi possível a realização do ensaio.

No caso da mistura CR\_1,0\_13, que foi observado um bom desempenho reológico pelo ensaio de abatimento e espalhamento, durante o ensaio registrou-se que no tempo de 22 segundos o concreto travou nos novelos formados pelo elevado teor de fibras.

## 5.3 PROPRIEDADES DO CONCRETO NO ESTADO ENDURECIDO

### 5.3.1 Ensaio de variação dimensional dos corpos de prova submetidos à RAA

As Figura 5.6, Figura 5.7 e Figura 5.8 apresentam as curvas médias de expansão longitudinal, lateral e volumétrica no tempo, respectivamente, para os concretos reativos desenvolvidos, após serem submetidos à aceleração da reação álcali-agregado. A linha tracejada no gráfico de expansão longitudinal corresponde à expansão referente a 0,04%, valor no qual as normas RILEM B – TC 106-3 (2000) e ASTM C-1293 (2005) indicam a presença de agregados reativos. Os valores médios das expansões longitudinal, lateral e volumétrica nas idades de 90 dias, 180 dias e 365 dias, após a imersão na solução alcalina estão apresentados, respectivamente, nas Tabela 5.10, Tabela 5.11 e Tabela 5.12. Todas as misturas foram submetidas à aceleração da reação expansiva após 28 dias de cura na câmara úmida.

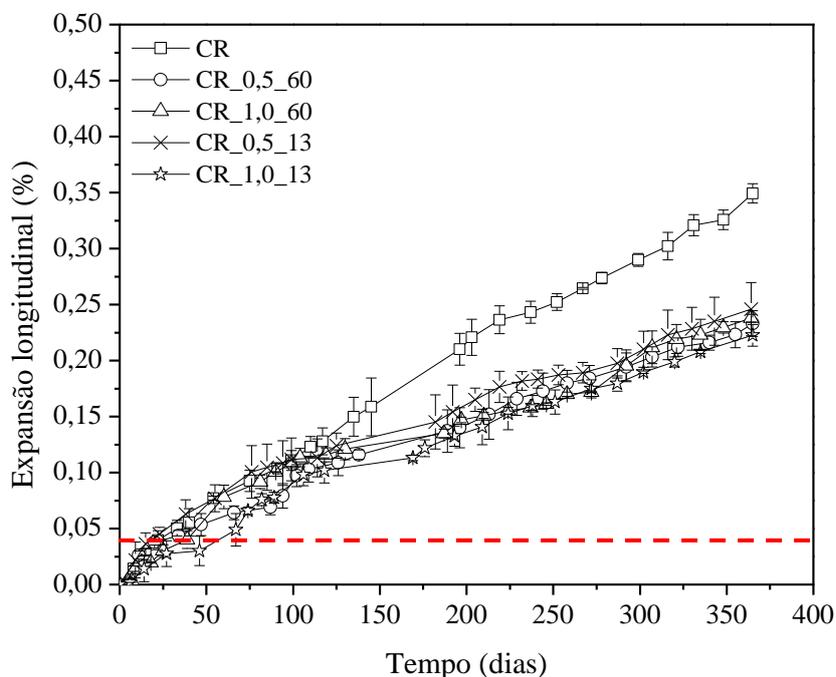


Figura 5.6 – Curva média da expansão longitudinal dos corpos de prova no tempo dos concretos reativos: CR; CR\_0,5\_60; CR\_1,0\_60; CR\_0,5\_13 e CR\_1,0\_13.

Tabela 5.10 – Expansão longitudinal média das misturas nas idades após 28, 90, 180 e 365 dias de imersão na solução de NaOH.

Misturas	Expansão Longitudinal (%) – CV (%)		
	90 dias	180 dias	365 dias
CR	0,10 – 4,7	0,21 – 6,8	0,35 – 2,5
CR_0,5_60	0,08 – 13,6	0,14 – 13,9	0,23 – 4,9
CR_1,0_60	0,10 – 0,4	0,13 – 3,0	0,24 – 1,4
CR_0,5_13	0,11 – 18,4	0,15 – 16,6	0,25 – 9,7
CR_1,0_13	0,08 – 6,3	0,12 – 6,1	0,22 – 4,3

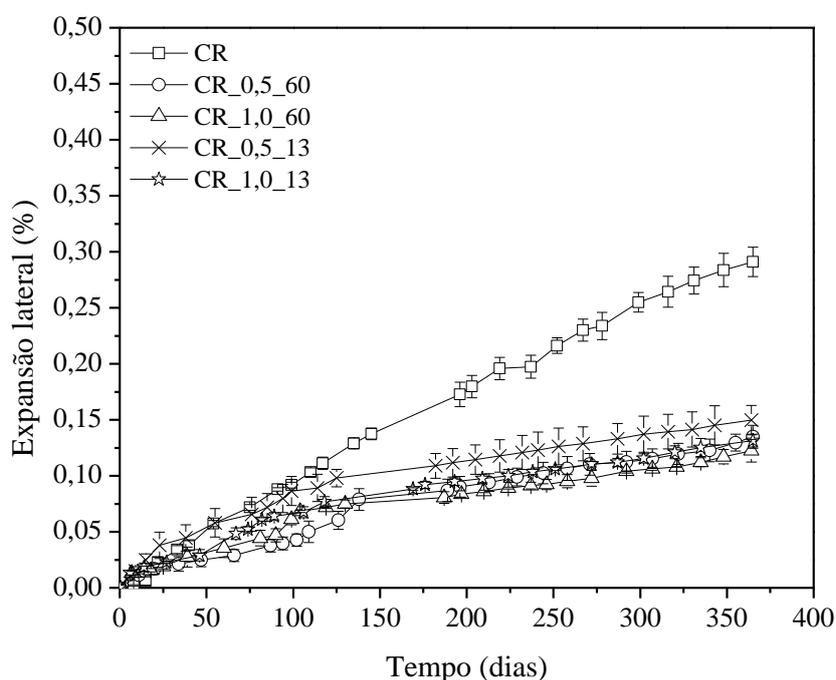


Figura 5.7 – Curva média da expansão lateral dos corpos de prova no tempo dos concretos reativos: CR; CR\_0,5\_60; CR\_1,0\_60; CR\_0,5\_13 e CR\_1,0\_13.

Tabela 5.11 – Expansão lateral média das misturas nas idades após 28, 90, 180 e 365 dias de imersão na solução de NaOH.

Misturas	Expansão Lateral (%) – CV (%)		
	90 dias	180 dias	365 dias
CR	0,09 – 1,7	0,17 – 6,3	0,29 – 4,5
CR_0,5_60	0,04 – 14,2	0,10 – 11,4	0,13 – 7,6
CR_1,0_60	0,05 – 12,51	0,08 – 6,5	0,12 – 8,2
CR_0,5_13	0,08 – 15,8	0,11 – 10,2	0,15 – 8,7
CR_1,0_13	0,06 – 5,0	0,09 – 3,4	0,13 – 4,3

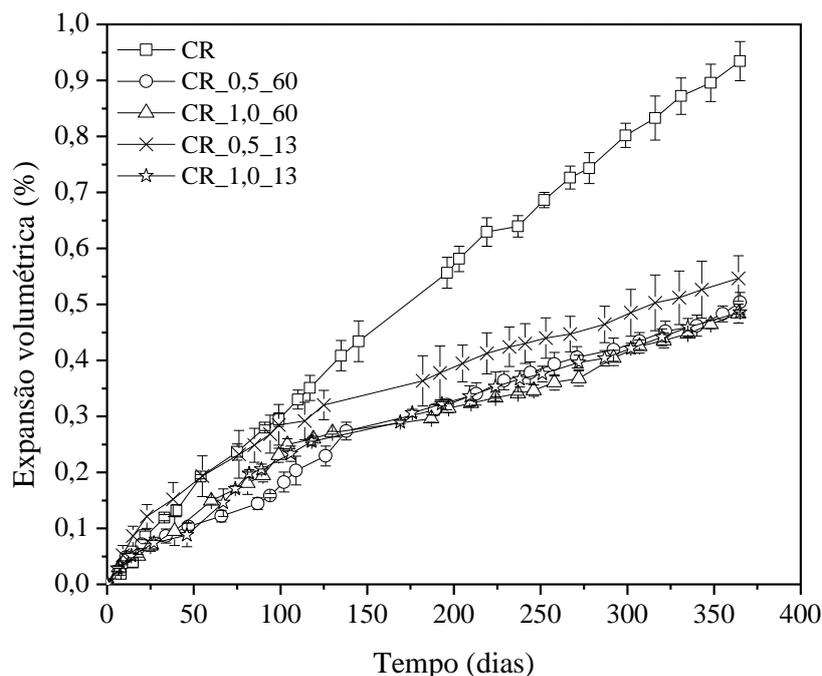


Figura 5.8 – Curva média da expansão volumétrica dos corpos de prova no tempo dos concretos reativos: CR; CR\_0,5\_60; CR\_1,0\_60; CR\_0,5\_13 e CR\_1,0\_13.

Tabela 5.12 – Expansão volumétrica média das misturas nas idades após 28, 90, 180 e 365 dias de imersão na solução de NaOH.

Misturas	Expansão Volumétrica (%) – CV (%)		
	90 dias	180 dias	365 dias
CR	0,28 – 1,8	0,56 – 4,9	0,93 – 3,7
CR_0,5_60	0,14 – 7,1	0,31 – 3,0	0,50 – 3,5
CR_1,0_60	0,19 – 5,9	0,30 – 2,2	0,48 – 3,5
CR_0,5_13	0,27 – 12,7	0,36 – 12,3	0,55 – 7,5
CR_1,0_13	0,21 – 4,4	0,31 – 2,2	0,49 – 0,7

Segundo as normas da RILEM B – TC 106-3 (2000) e da ASTM C-1293 (2005), uma amostra apresenta indícios da RAA quando os valores referentes à sua expansão longitudinal, após 365 dias submetida à aceleração da reação deletéria, indicarem valores na ordem de 0,04%. Para todas as amostras desenvolvidas, a Tabela 5.10 mostra que a expansão referente a 0,04% ocorreu antes da idade de 90 dias de imersão dos corpos de prova na solução alcalina, ou seja, todas as misturas apresentaram indícios da reação deletéria antes da referida data. Com as análises obtidas através do MEV após 90 dias de imersão alcalina é possível visualizar a presença dos produtos da reação na matriz de referência. Os materiais utilizados no presente trabalho foram capazes de

produzir um concreto de referência altamente reativo, com o objetivo de avaliar o efeito das fibras de aço no controle da expansão provocada pela reação álcali-agregado.

De acordo com os valores de expansão apresentados nas Tabela 5.10, Tabela 5.11 e Tabela 5.12, após 365 dias de imersão na solução de NaOH, observa-se que substituição parcial do concreto reativo de referência pelo reforço fibroso é capaz de controlar a expansão provocada pela RAA.

No caso dos concretos reforçados com fibras de 60 mm de comprimento, foi observado um controle na expansão da RAA em uma mesma margnitude para os dois teores de fibras utilizados. A utilização de 0,5% de reforço fibroso reduziu 34% e 55% a expansão longitudinal e lateral do concreto reativo de referência, respectivamente. Para o teor de 1,0% de reforço fibroso, a redução da expansão longitudinal e lateral encontrada foi de 31% e 59%, respectivamente.

Já para os concretos reforçados com fibras de 13 mm de comprimento, foi observado um aumento na mitigação da expansão da RAA com o aumento do teor de fibras utilizadas. O concreto contendo 0,5% de reforço fibroso apresentou uma redução da expansão longitudinal e lateral de 29% e 48%, respectivamente. Já para o teor de 1,0% de reforço fibroso, a redução da expansão longitudinal e lateral correspondeu a 37% e 55%, respectivamente.

Na avaliação da expansão longitudinal, os valores de percentual de expansão obtidos são superiores às expansões laterais nas mesmas datas de ensaio para todas as misturas desenvolvidas. No concreto reativo de referência, aos 365 dias, foi observada uma expansão longitudinal de 0,35%, enquanto que a expansão lateral correspondeu a 0,29%, resultando em uma relação entre a expansão longitudinal e lateral de 1,21. Esse comportamento é, explicado por LARIVE (1997), devido à moldagem dos concretos. Para o concreto sem reforço fibroso, a autora explica que as fissuras aparecem inicialmente na direção perpendicular à moldagem, ou seja, na horizontal, fazendo com que ocorra a expansão longitudinal na maior magnitude.

No caso dos concretos fibrosos, a relação entre as expansões longitudinais e laterais foi bem superior em relação ao concreto de referência. Para as misturas reforçadas com fibras de 60 mm de comprimento, foram observados os valores de 1,8 e

2,0 para as misturas CR\_0,5\_60 e CR\_1,0\_60, respectivamente. De acordo com as imagens obtidas pela microtomografia computadorizada ilustrada na Figura 5.9(b), observa-se que para o teor de 1,0% de reforço fibroso, as fibras de aço estão distribuídas preferencialmente na direção horizontal. Com isso, explica-se a redução da expansão lateral em relação à expansão longitudinal. Para as misturas CR\_0,5\_13 e CR\_1,0\_13 a relação entre as expansões longitudinal e lateral encontrada foi de 1,7.

A disposição das fibras direcionadas principalmente na diagonal e horizontal no interior do concreto, conforme observado nas análises da microtomografia computadorizada (Figura 5.9), explica a redução expressiva da expansão lateral em relação à direção longitudinal nos concretos fibrosos analisados, quando comparados com a relação das expansões nas duas direções do concreto de referência sem reforço fibroso.

No caso da expansão lateral, até a idade de 90 dias, os concretos desenvolvidos com fibras de aço nos teores estudados não mostraram eficiência no controle da reação álcali-agregado quando comparados com o concreto de referência. Os valores das porcentagens de expansão encontrados para esta idade não foram estatisticamente diferentes entre si. Nas idades após 180 e 365 dias de imersão na solução alcalina, observa-se que as fibras são capazes de reduzir a expansão do concreto de referência na ordem de 50%. Este comportamento confirma os estudos realizados anteriormente, no que se refere que às microfibras apresentam uma melhor eficiência na inibição da expansão da RAA nas primeiras idades, no entanto, observou-se que as macrofibras utilizadas na presente pesquisa foram capazes de mitigar a expansão do concreto reativo em idades avançadas, superiores a 90 dias de imersão na solução de NaOH.

## **5.3.2 Ensaios Microestruturais**

### **5.3.2.1 Microtomografia computadorizada**

Na Figura 5.9 apresenta as imagens obtidas pelo ensaio de microtomografia computadorizada, nelas é possível observar a disposição das fibras de aço em 3 dimensões no interior dos corpos de prova de concretos reativos fibrosos.

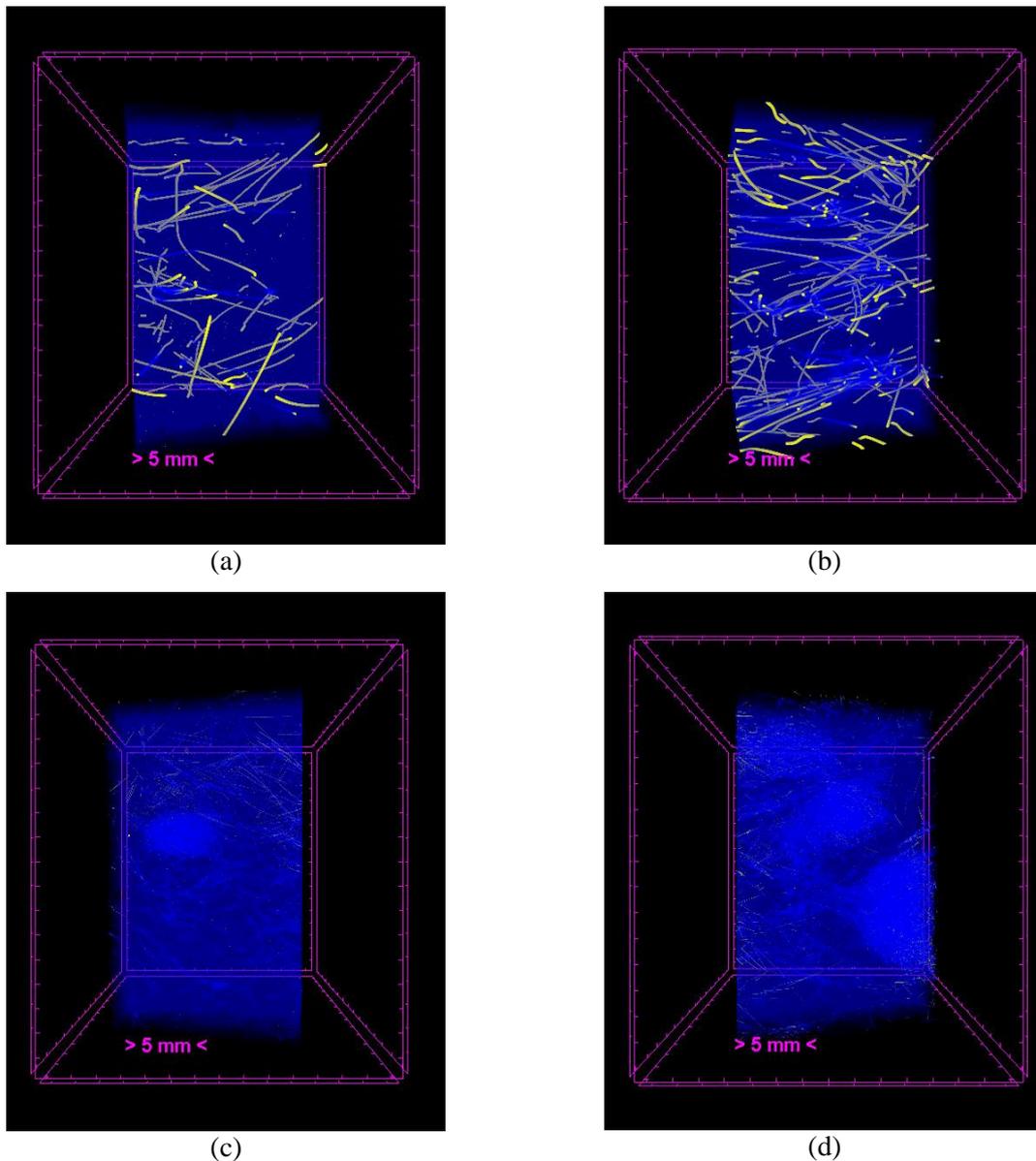


Figura 5.9 – Disposição das fibras nos concretos fibrosos: (a) CR\_0,5\_60; (b) CR\_1,0\_60; (c) CR\_0,5\_13; (d) CR\_1,0\_13.

De acordo com a disposição das fibras de 60 mm de comprimento, observa-se que a utilização do teor de 0,5% de reforço fibroso apresentou uma distribuição aleatória das fibras, ilustrada na Figura 5.9(a). Já para o concreto contendo 1,0% de reforço fibroso, foi observado um maior acamamento das fibras, Figura 5.9(b). Este comportamento é decorrente da vibração do concreto no momento da moldagem, por essa mistura não ter apresentando uma elevada fluidez, foi necessário realizar a vibração do concreto pra uma melhor acomodação no molde.

No caso das misturas reforçadas com fibras de 13 mm de comprimento (Figura 5.9(c) e a Figura 5.9(d)), a distribuição das fibras ocorreu de forma aleatória, porém, quanto à homogeneidade da distribuição, devido à elevada quantidade de fibras em uma seção, verificou-se a formação de novelos em sua disposição, sobretudo na mistura com o teor volumétrico de 1,0%. Da Figura 5.10 à Figura 5.14 encontram-se os cortes transversal e longitudinal dos prismas dos concretos reativos. Devido ao elevado tamanho das amostras (50 mm x 50 mm x 75 mm) utilizadas nas análises de microtomografia, só foi possível identificar a fissuração no interior dos concretos estudados. Em todas as misturas foram observadas uma intensa fissuração no concreto, as setas dispostas nas figuras indicam a localização das fissuras.

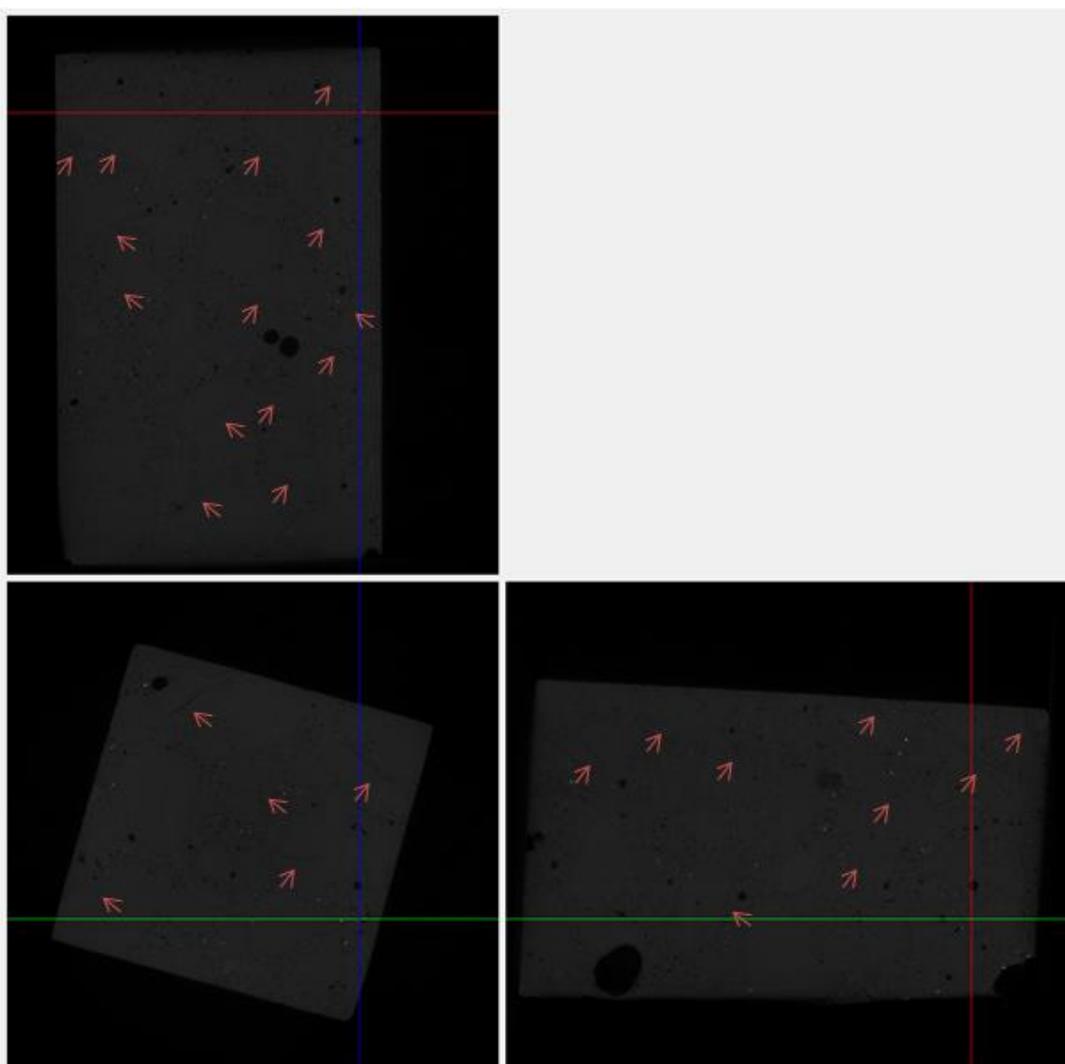


Figura 5.10 – Corte transversal e longitudinal do CR.

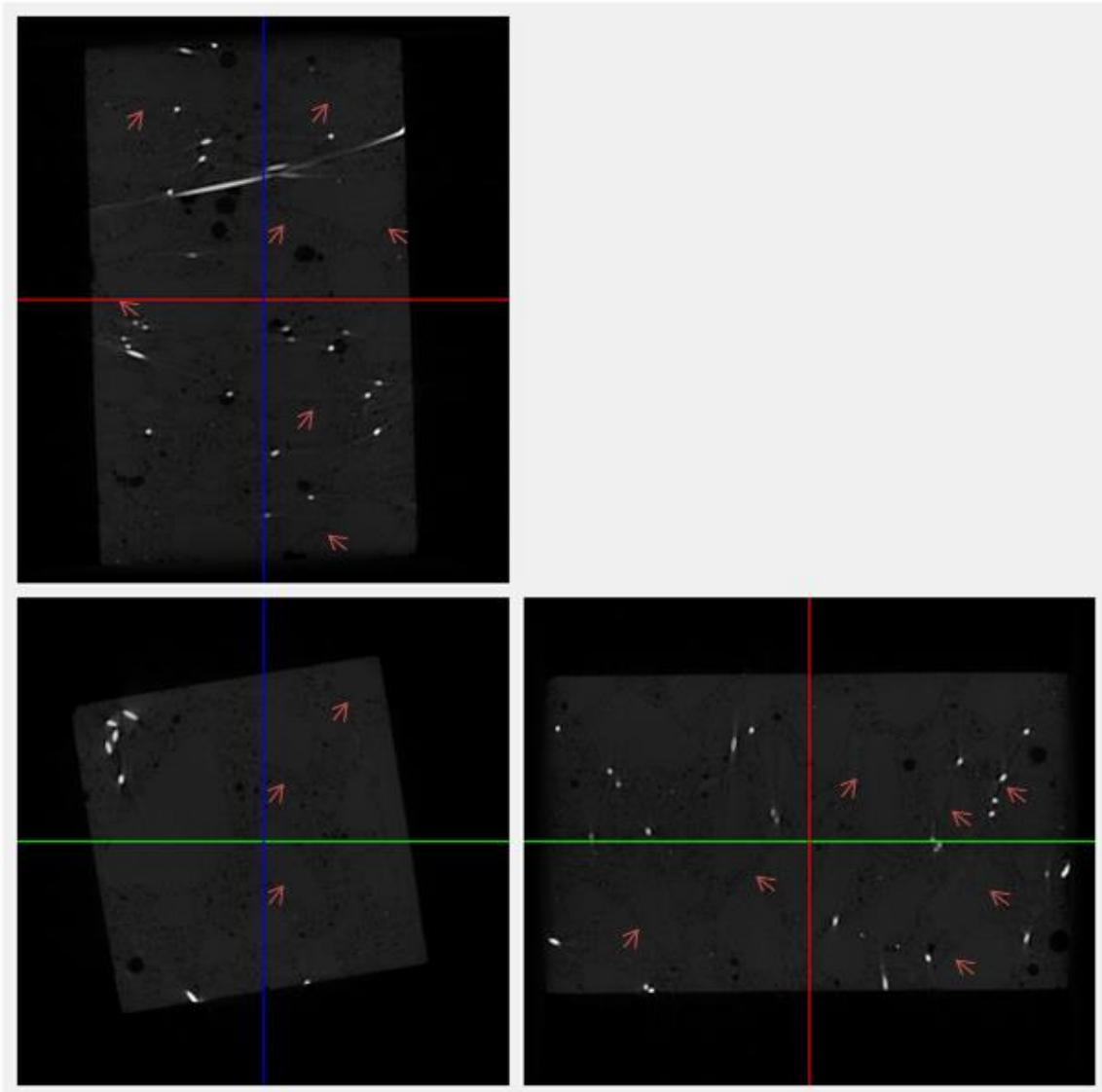


Figura 5.11 – Corte transversal e longitudinal do CR\_0,5\_60.

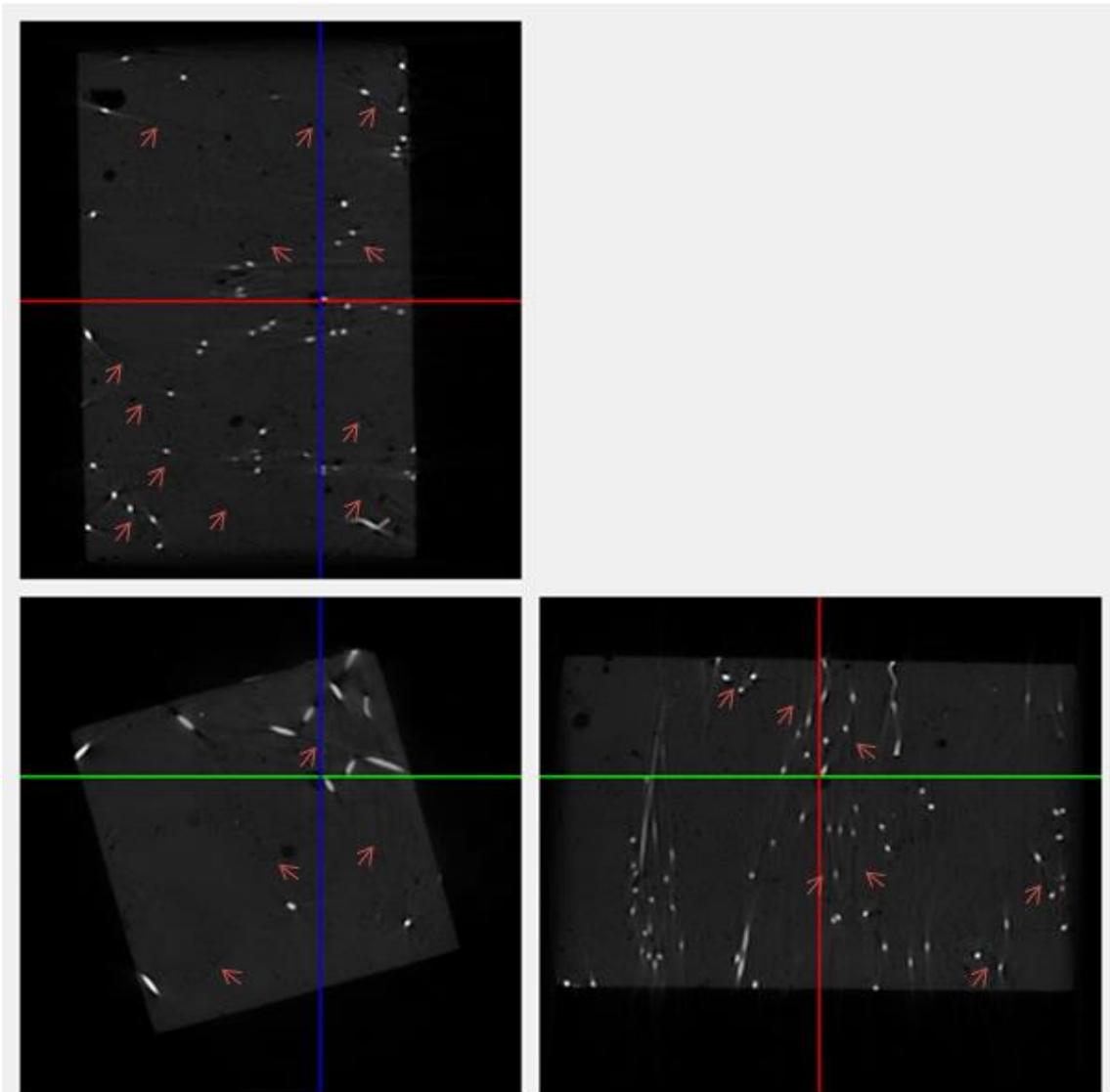


Figura 5.12 – Corte transversal e longitudinal do CR\_1,0\_60.

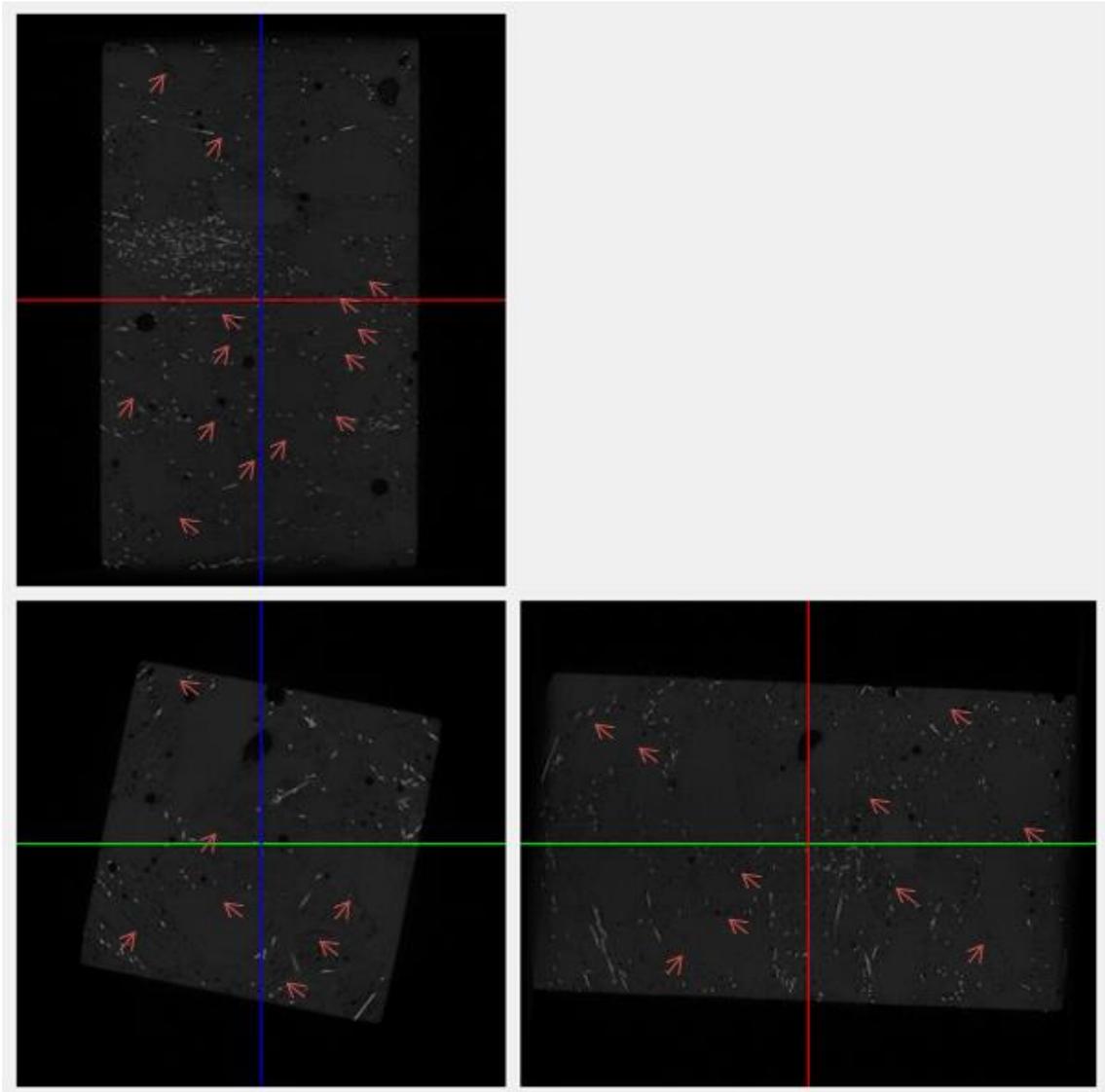


Figura 5.13 – Corte transversal e longitudinal do CR\_0,5\_13.

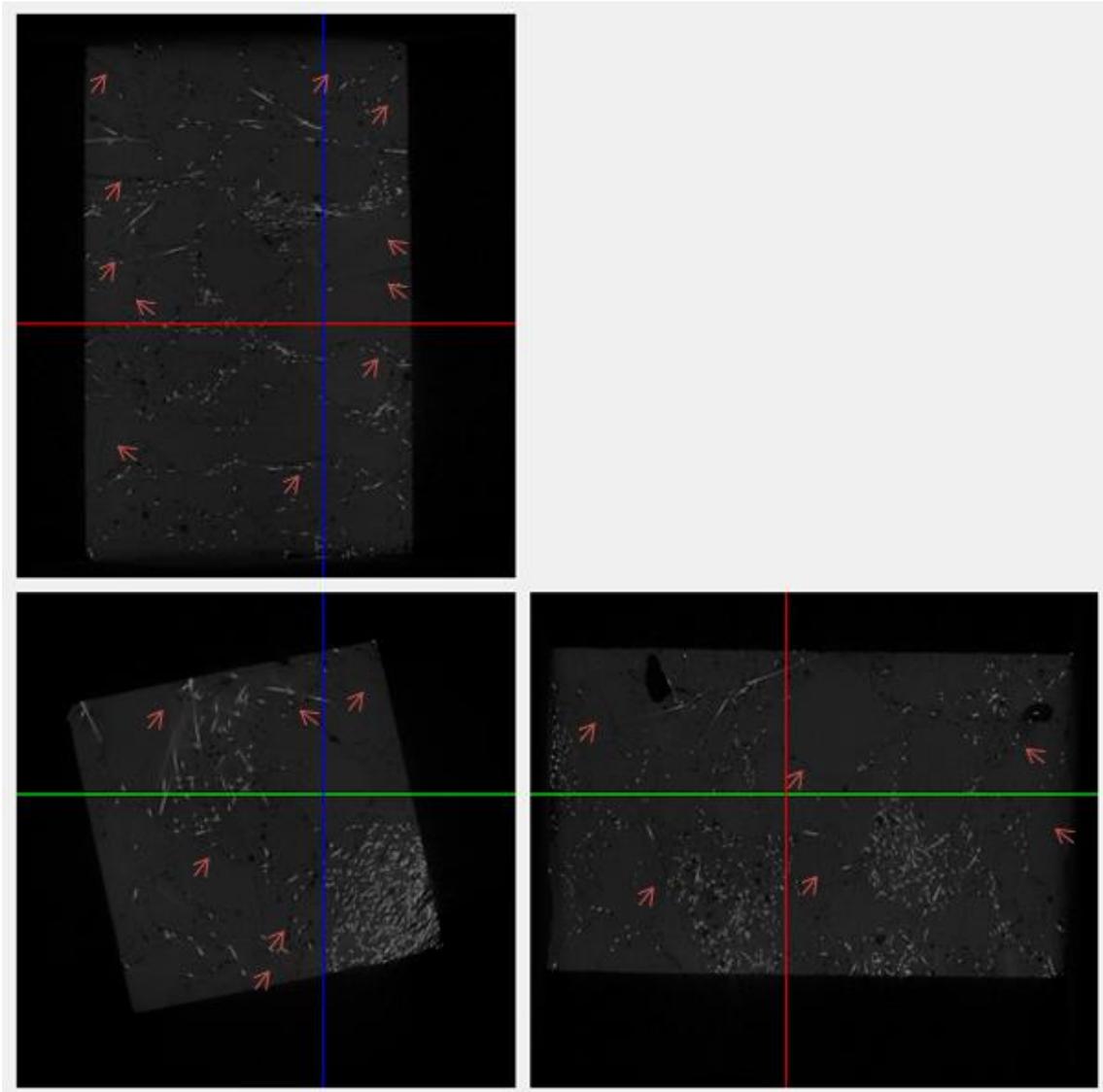


Figura 5.14 – Corte transversal e longitudinal do CR\_1,0\_13.

### **5.3.2.2 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)**

O ensaio de microscopia eletrônica de varredura teve como objetivo identificar a presença de produtos de reação álcali-agregado, a fim de confirmar efetivamente a presença da reação, complementando os resultados obtidos de expansões verificadas nas amostras e de redução da rigidez das misturas ao longo dos ensaios. Nas imagens obtidas através das micrografias realizadas nas misturas dos concretos reativos, o produto da reação foi observado nos fragmentos analisados, apresentando morfologias variadas e a composição dos produtos silico-calcico-alcálico da reação. As abreviações usadas nas figuras das micrografias necessárias para identificar os componentes do concreto foram designadas da seguinte forma: A – agregado; G – produto da RAA; M – matriz do concreto; P – poro; F – fibras; X – corresponde à localização pontual da realização da análise por EDS. Serão apresentadas as micrografias realizadas no concreto reativo de referência nas idades após 90 dias, 180 dias e 365 dias de imersão em ambiente alcalino, em seguida, serão mostrados os resultados obtidos para os concretos fibrosos na idade final de ensaio.

#### **a. Micrografia na mistura CR aos 90, 180 e 365 dias de imersão na solução de NaOH**

Na idade após 90 dias de imersão na solução de NaOH, o concreto reativo de referência apresentou uma expansão na ordem de 0,15% e 0,09%, respectivamente, nas direções longitudinais e laterais, o módulo de elasticidade apresentou uma queda de 32,2 GPa para 24,8 GPa (itens 5.3.4.1a e 5.3.4.1b), pelas micrografias da Figura 5.15 e da Figura 5.17, observa-se a formação do produto da RAA, em processo de cristalização na interior dos poros.

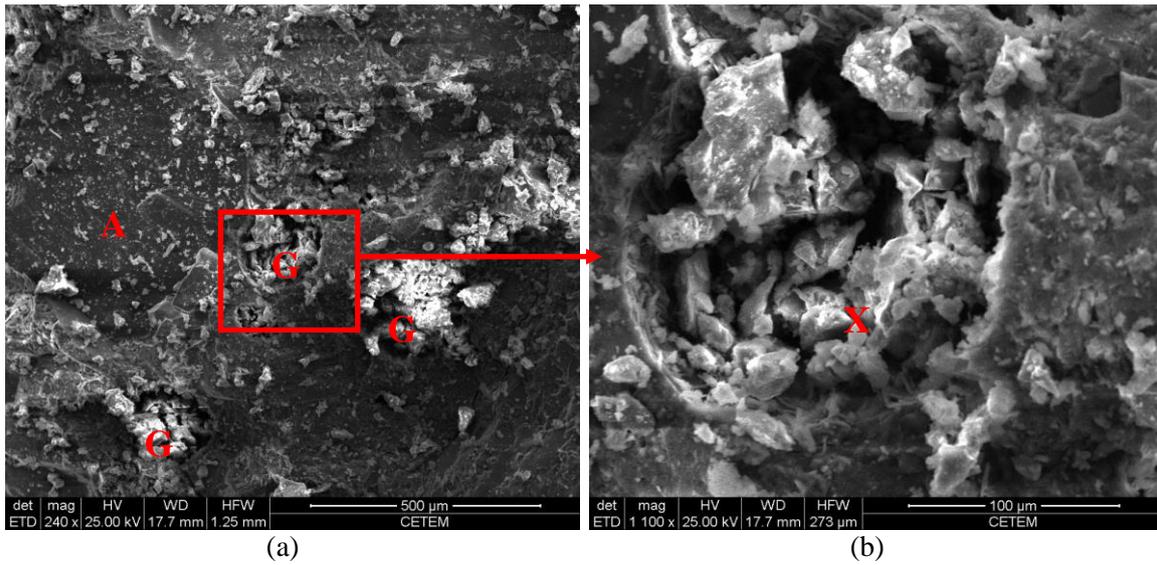


Figura 5.15 – Concreto reativo de referência aos 90 dias na solução de NaOH: (a) Aspecto geral do concreto; (b) ampliação do poro com a presença de produto da reação.

Os espectros da Figura 5.16 e da Figura 5.18 confirmam a presença dos produtos silico-calcico-alcálico da reação.

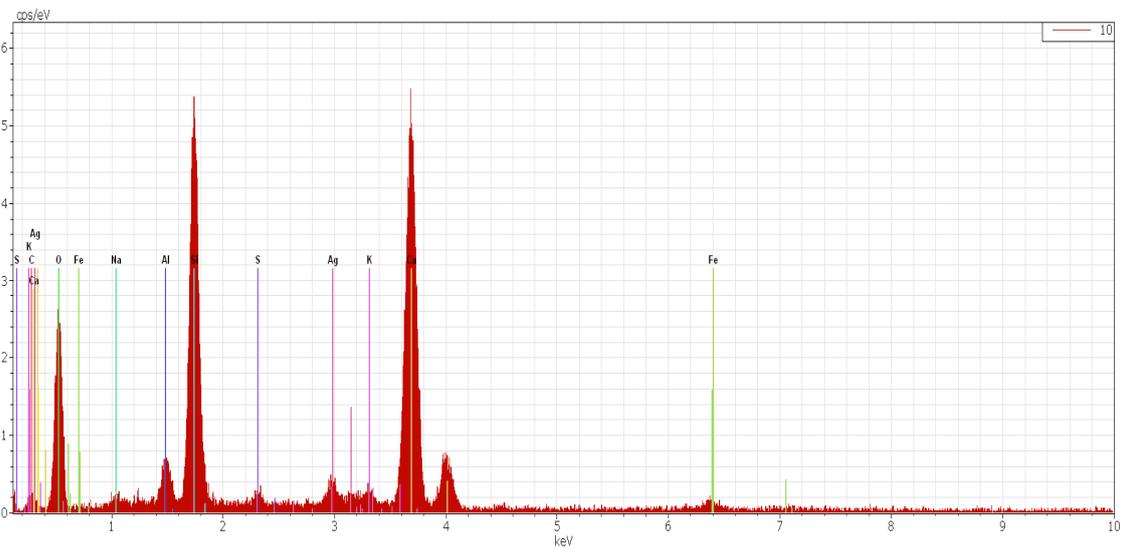


Figura 5.16 – Espectro pontual da Figura 5.15(b)

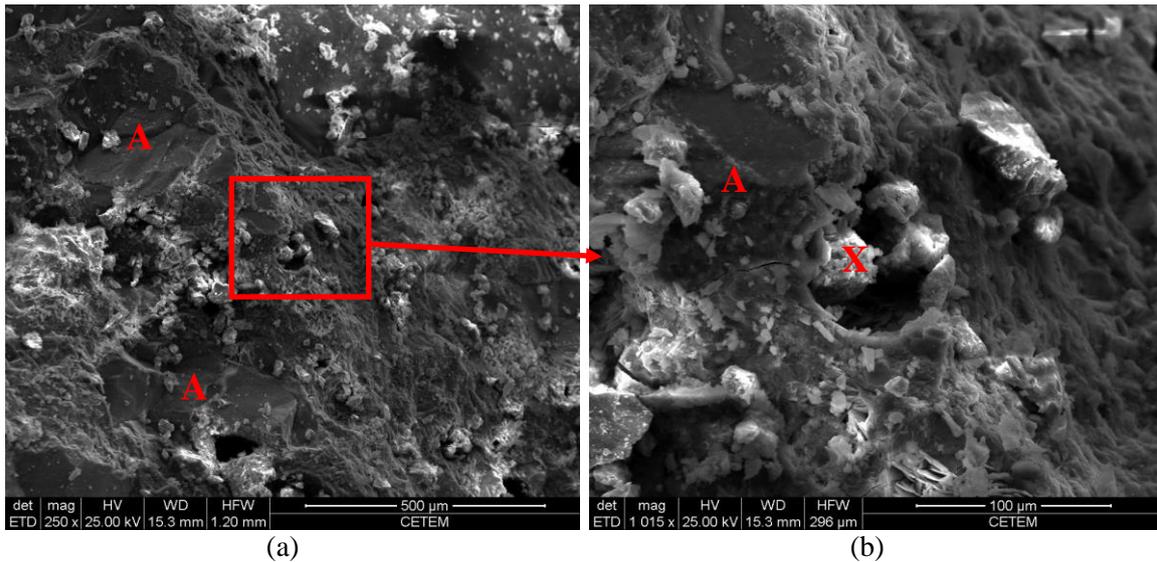


Figura 5.17 – Concreto reativo de referência aos 90 dias na solução de NaOH: (a) Aspecto geral do concreto; (b) ampliação do poro com a presença de produto da reação.

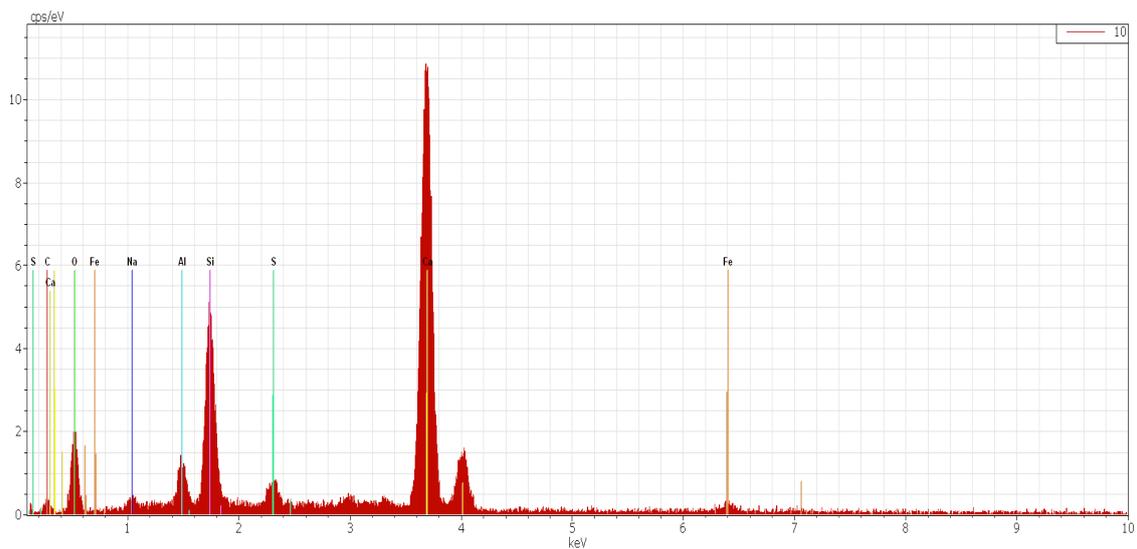


Figura 5.18 – Espectro pontual da Figura 5.17(b)

Após 180 dias de exposição das amostras em ambiente alcalino, a presença do produto da reação no concreto de referência ocorreu com aspecto gretado no interior dos poros (Figura 5.19), como também, disseminados na matriz de concreto (Figura 5.21).

Os espectros da Figura 5.20 e da Figura 5.22 confirmam a presença dos componentes químicos do produto da reação.

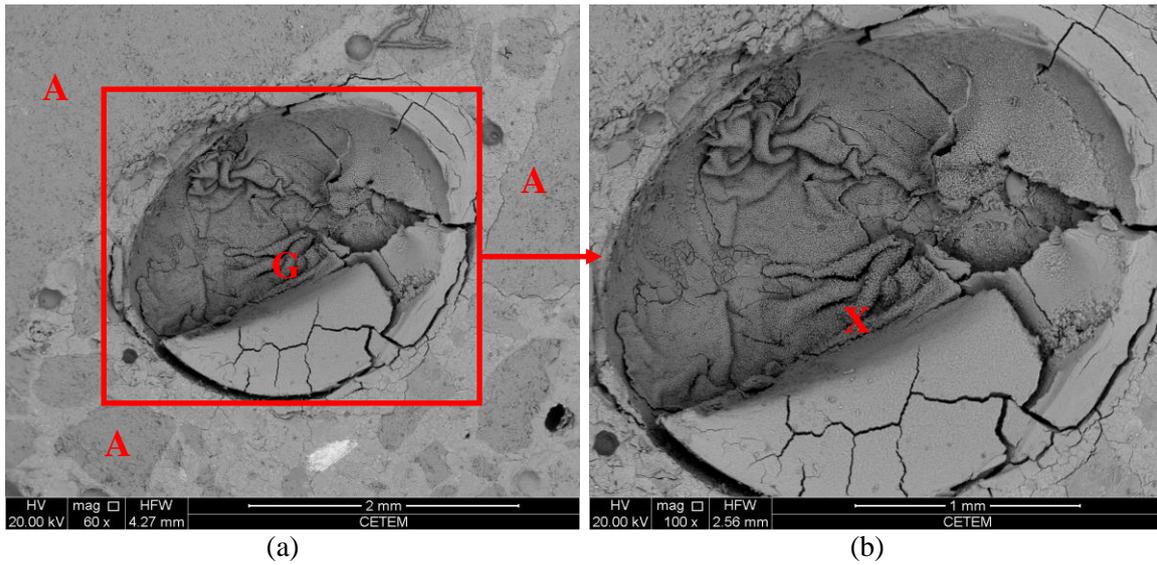


Figura 5.19 – Concreto reativo de referência aos 180 dias na solução de NaOH: (a) Poro preenchido pelo produto da RAA; (b) ampliação do poro com a presença de produto da reação.

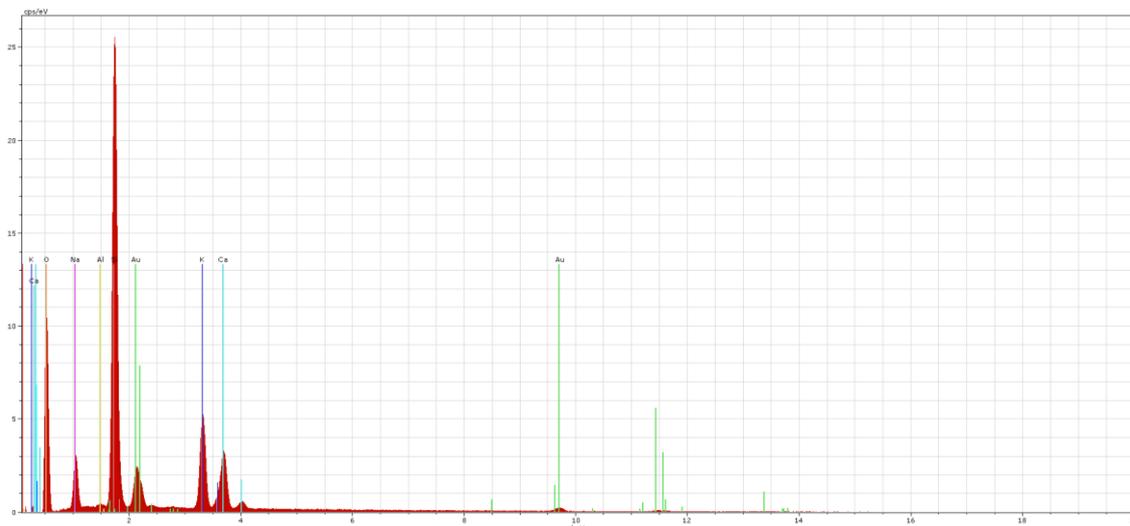


Figura 5.20 – Espectro pontual da Figura 5.19(b)

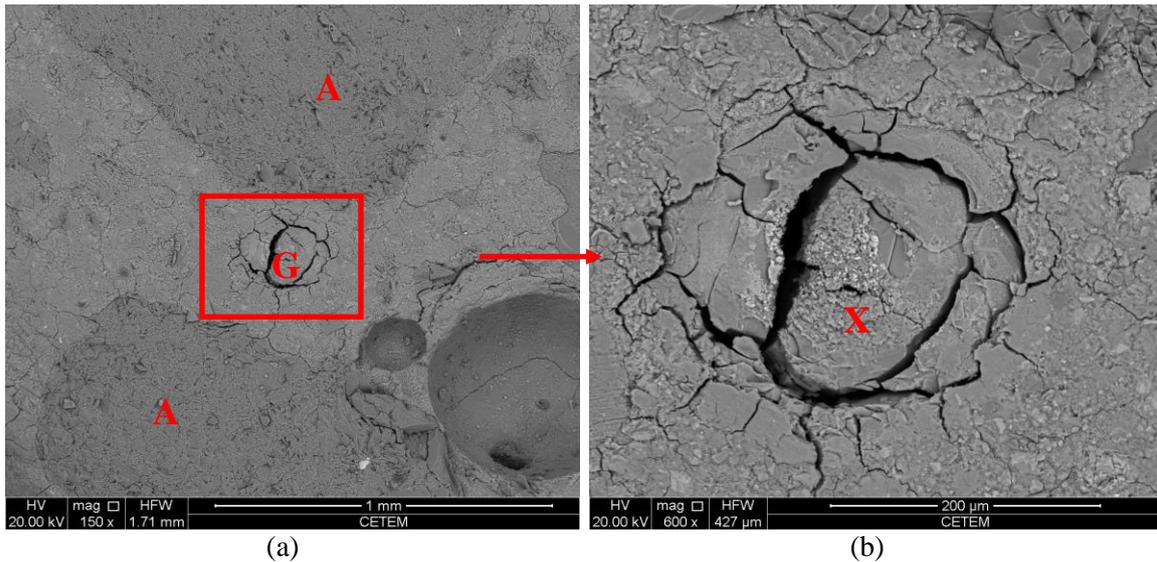


Figura 5.21 – Concreto reativo de referência aos 180 dias na solução de NaOH: (a) Produto da RAA na matriz de concreto; (b) ampliação do produto da reação.

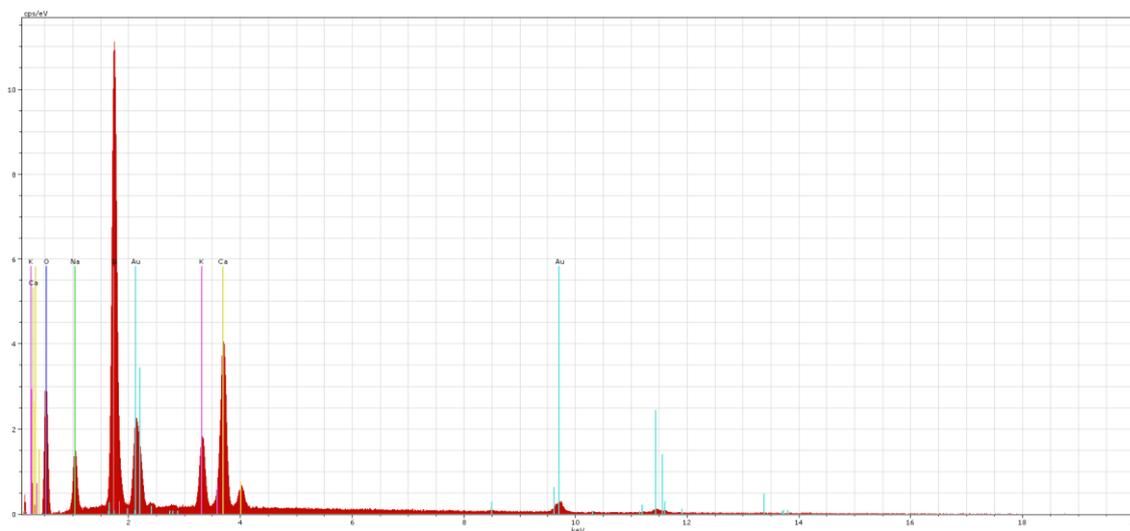


Figura 5.22 – Espectro pontual da Figura 5.21(b)

Pela Figura 5.23, correspondente ao concreto reativo de referência CR após 365 dias de imersão na solução de NaOH, pode-se observar a matriz de concreto microfissurada, apresentando os produtos da reação álcali-agregado com aspecto gretado e rendado.

A Figura 5.24 indica o espectro pontual referente ao local indicado, confirmando os componentes químicos da RAA.

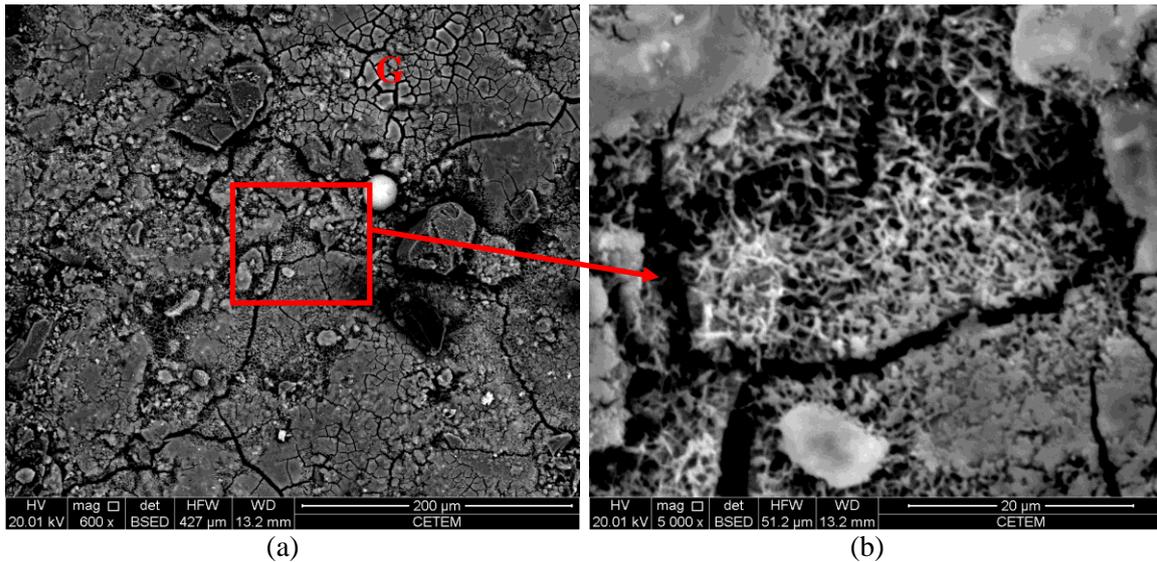


Figura 5.23 – Concreto reativo de referência aos 365 dias na solução de NaOH: (a) microfissuração da matriz; (b) produto da reação com aspecto rendado.

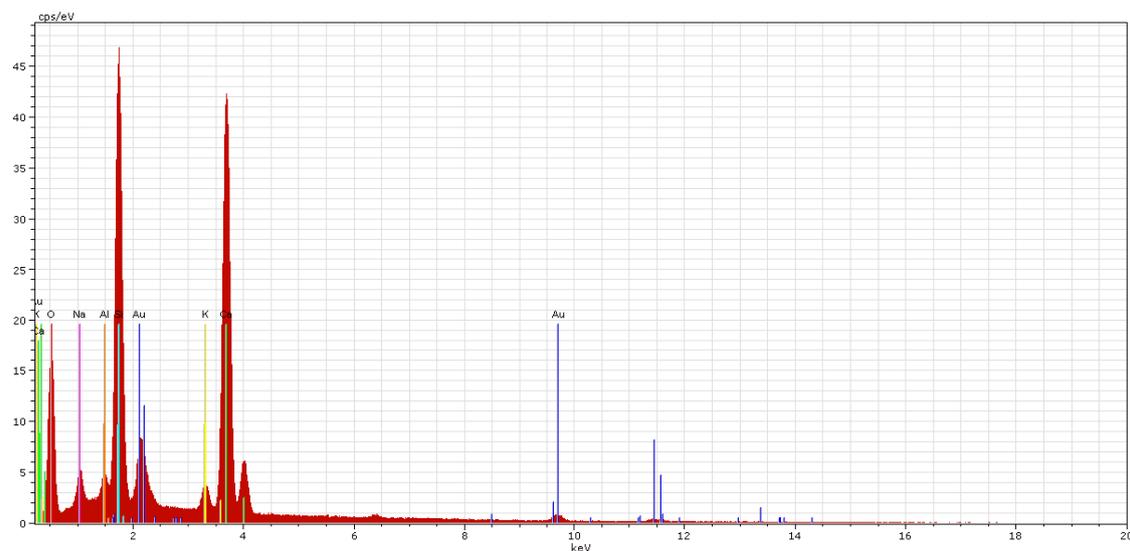


Figura 5.24 – Espectro pontual da Figura 5.23(b).

**b. Micrografia nas misturas contendo reforço fibroso de 60 mm de comprimento, aos 365 dias de imersão na solução de NaOH**

As microanálises, a seguir, foram realizadas ao final do ensaio, após de 365 dias de imersão no ambiente alcalino. Nota-se que em todas as amostras analisadas foram encontrados produtos da reação expansiva.

A Figura 5.25 corresponde à mistura CR\_0,5\_60, a qual observa-se o produto da RAA com aspecto gretado na vizinhança da fibra. Da mesma forma, na Figura 5.27 está

ilustrado o poro do concreto preenchido pelo material gretado. O espectro pontual do material está na Figura 5.26 e na Figura 5.28 confirmando os componentes químicos da reação.

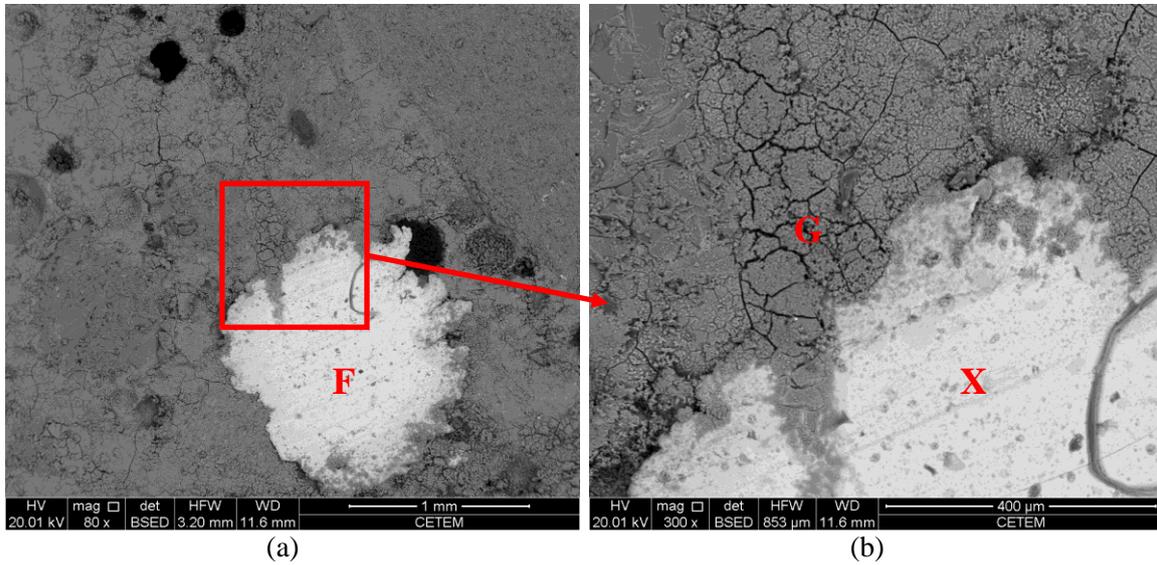


Figura 5.25 – Mistura CR\_0,5\_60, aos 365 dias na solução de NaOH: (a) Produto da reação álcali agregado na vizinhança da fibra de aço; (b) ampliação da interface fibra/matriz.

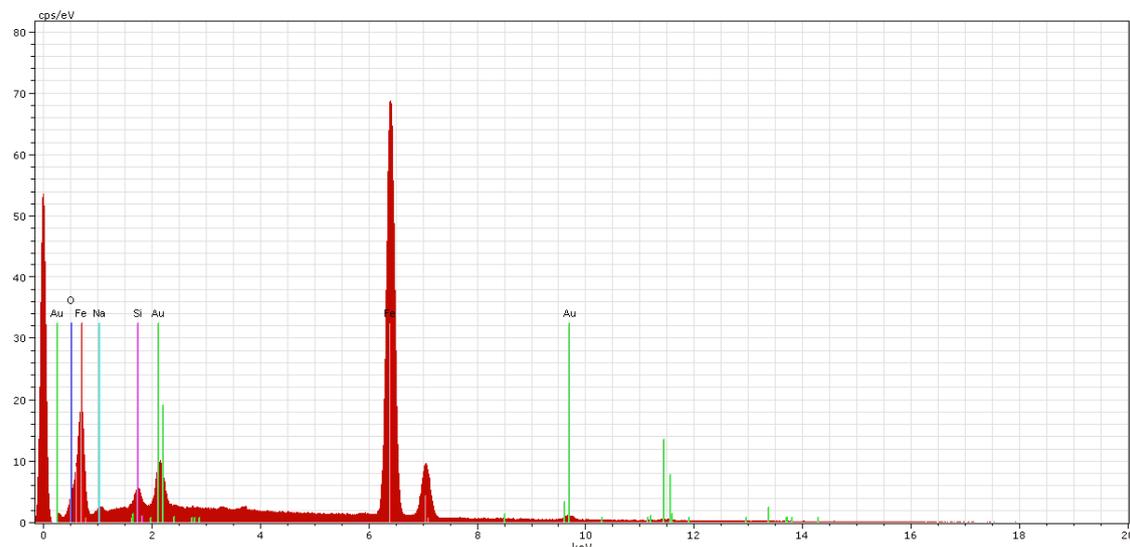


Figura 5.26 – Espectro pontual da fibra de aço da Figura 5.25(b).

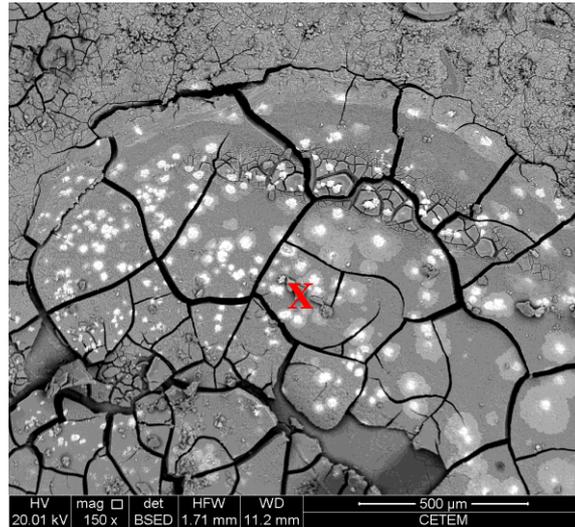


Figura 5.27 – Mistura CR\_0,5\_60, aos 365 dias na solução de NaOH: Produto da RAA com aspecto gretado.

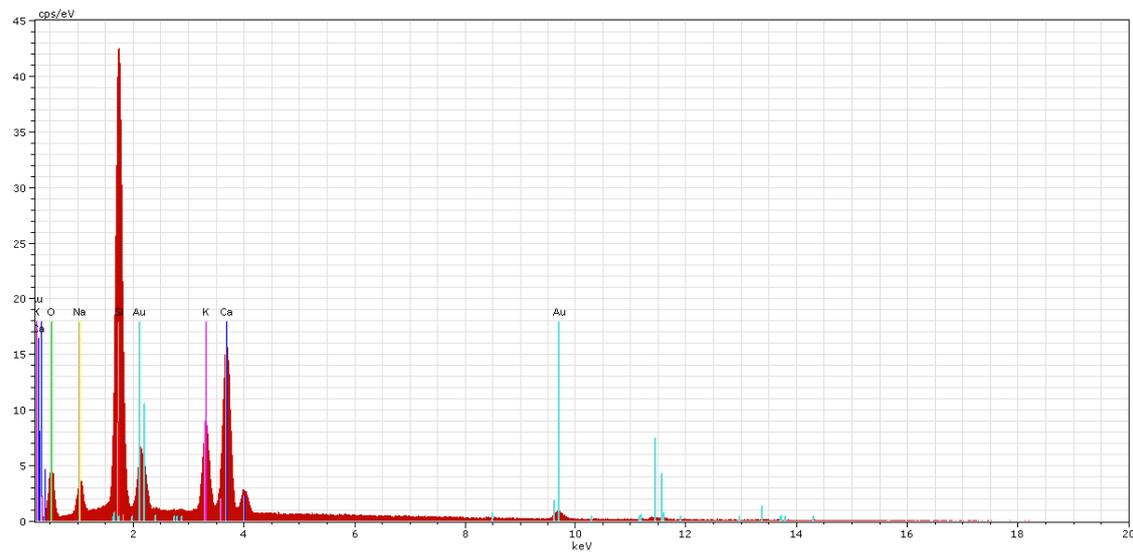


Figura 5.28 – Espectro pontual da Figura 5.27.

Nas imagens a seguir, são apresentadas as micrografias realizadas na mistura CR\_1,0\_60. Na Figura 5.29 observa-se a presença de fibras ao lado de um poro totalmente preenchido pelo produto da RAA, como também a microfissuração da matriz de concreto contendo produto da RAA, com aspecto gretado disseminado na matriz. De forma semelhante, a Figura 5.31 ilustra a presença da matriz microfissurada com a presença do produto da reação expansiva disseminado na matriz de concreto, na vizinhança das fibras. A Figura 5.32 mostra a presença do produto da RAA com aspecto gretado na interface matriz/agregado, observa-se também a presença da fibra nas

proximidades do produto da reação. Os espectros pontuais da Figura 5.30 e da Figura 5.33 confirmam os componentes da reação álcali-agregado na amostra analisada.

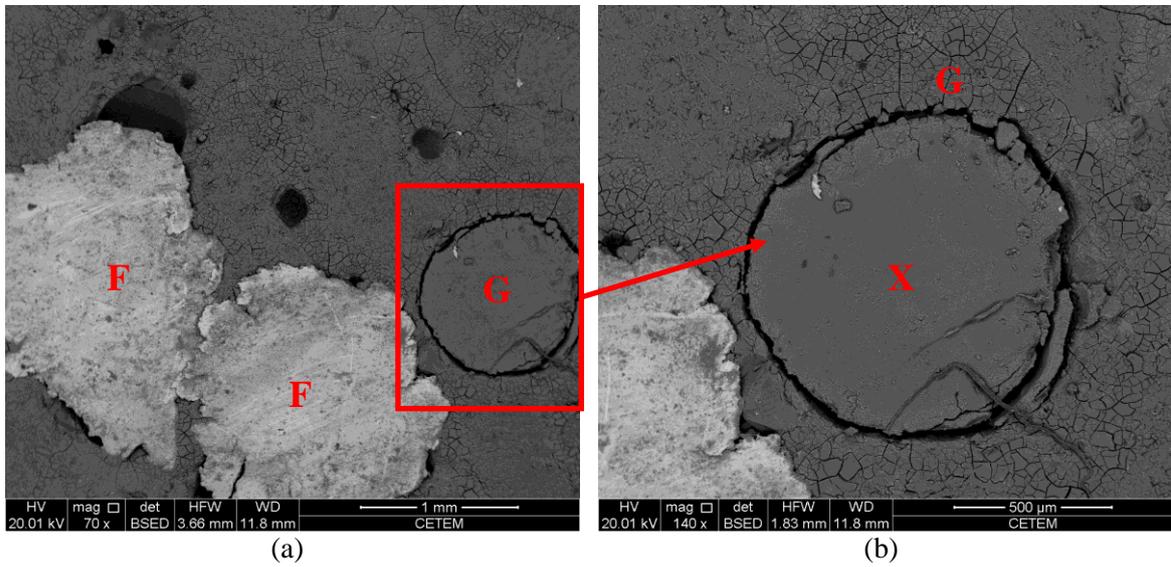


Figura 5.29 – Mistura CR\_1,0\_60, aos 365 dias na solução de NaOH: (a) Produto da RAA na vizinhança das fibras; (b) ampliação do poro totalmente preenchido pelo gel.

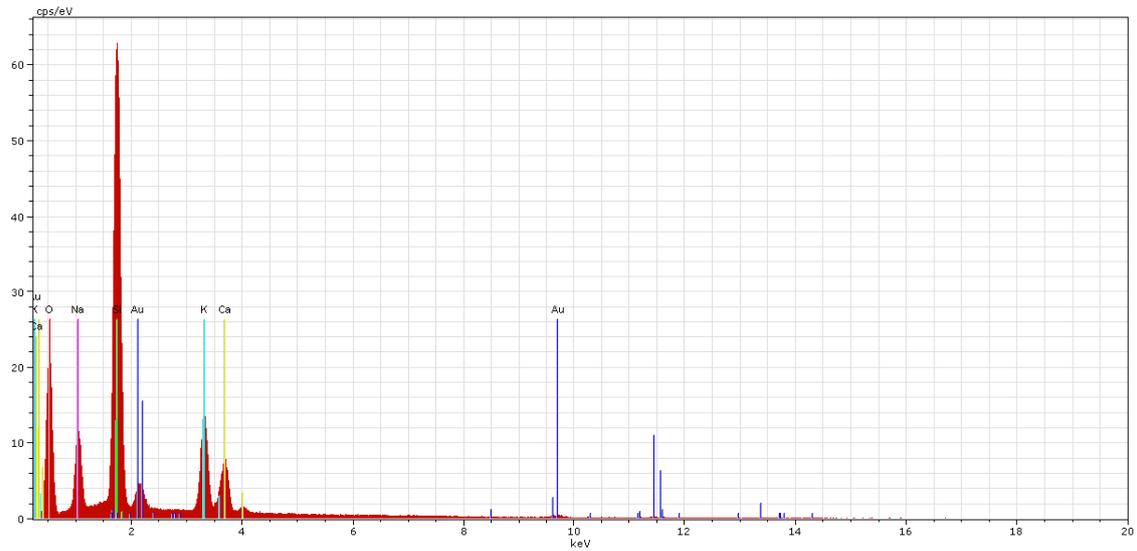


Figura 5.30 – Espectro pontual da Figura 5.29(b).

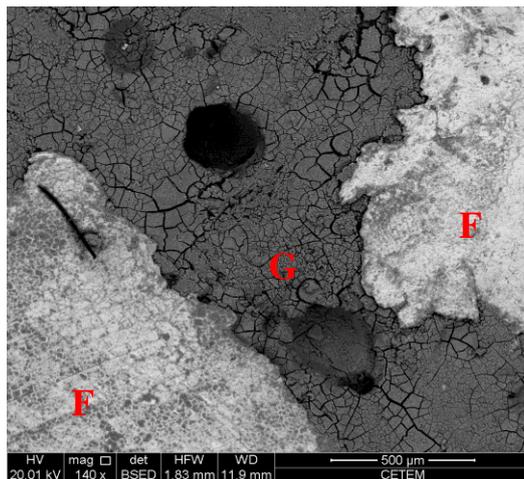


Figura 5.31 – Mistura CR\_1,0\_60, aos 365 dias na solução de NaOH: Material com aspecto gretado disposto entre as fibras na matriz microfissurada.

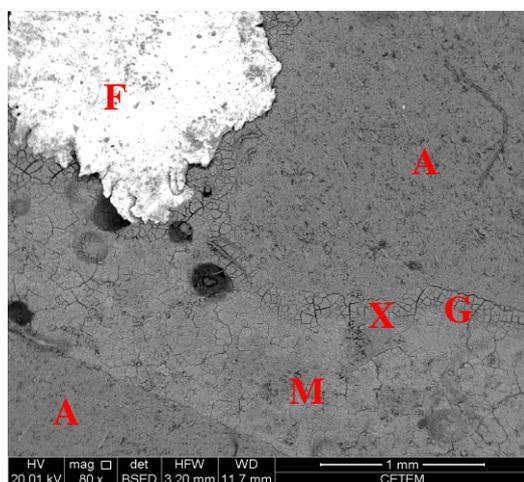


Figura 5.32 – Mistura CR\_1,0\_60, aos 365 dias na solução de NaOH: Produto da RAA na interface matriz/agregado.

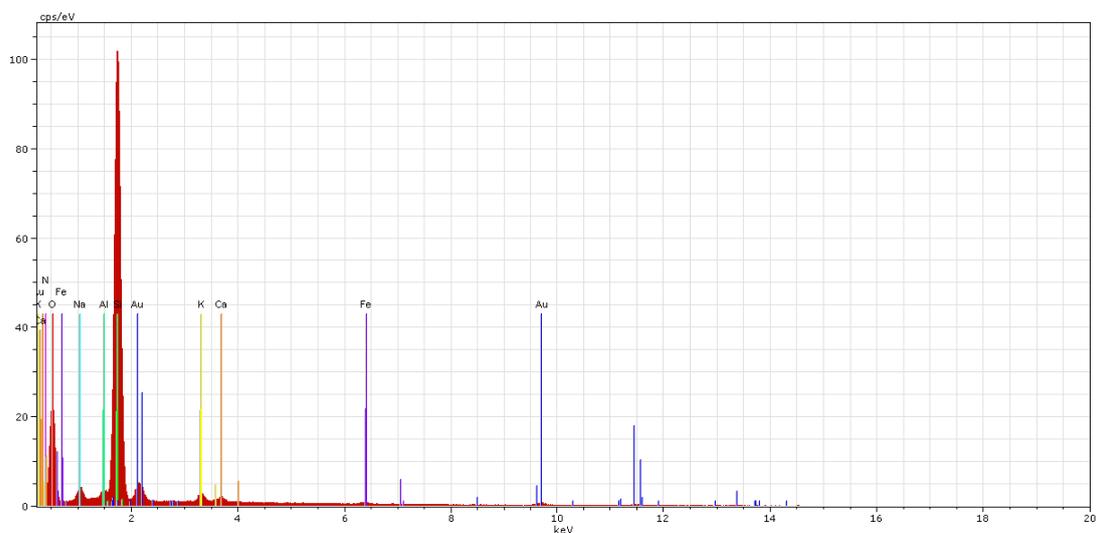


Figura 5.33 – Espectro pontual da Figura 5.32

**c. Micrografia nas misturas contendo reforço fibroso de 13 mm de comprimento, aos 365 dias de imersão na solução de NaOH**

As micrografias da mistura de concreto reativo contendo 0,5% de reforço fibroso de 13 mm de comprimento são apresentadas nas imagens da Figura 5.34 e da Figura 5.35. Nas imagens da Figura 5.36 e da Figura 5.37 são mostradas as micrografias da mistura de concreto reativo com o teor de 1,0% de reforço fibroso de 13 mm de comprimento. Basicamente, nas duas amostras, observou-se a matriz microfissurada, com o produto da reação apresentando aspecto gretado, localizado nas proximidades das fibras, no interior dos poros e disseminado na matriz de concreto. Na Figura 5.37 foi possível observar a presença do produto da reação álcali agregado na superfície da fibra. O espectro pontual da Figura 5.38 confirma a presença dos componentes químicos da reação.

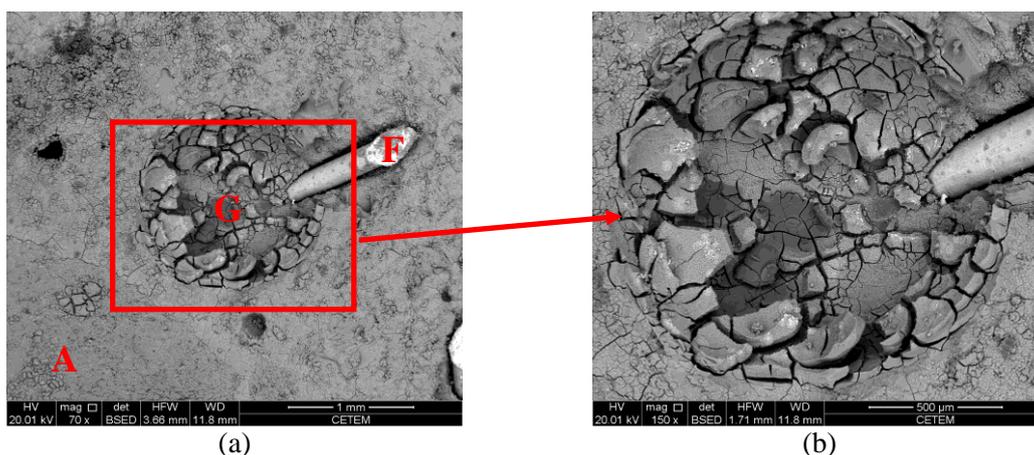


Figura 5.34 – Mistura CR\_0,5\_13, aos 365 dias na solução de NaOH: (a) Vista geral do concreto com fibra; (b) ampliação do poro preenchido pelo gel com aspecto gretado.

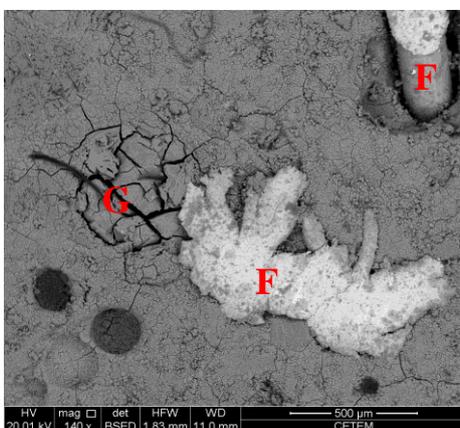


Figura 5.35 – Mistura CR\_0,5\_13, aos 365 dias na solução de NaOH: Produto da reação na vizinhança das fibras.

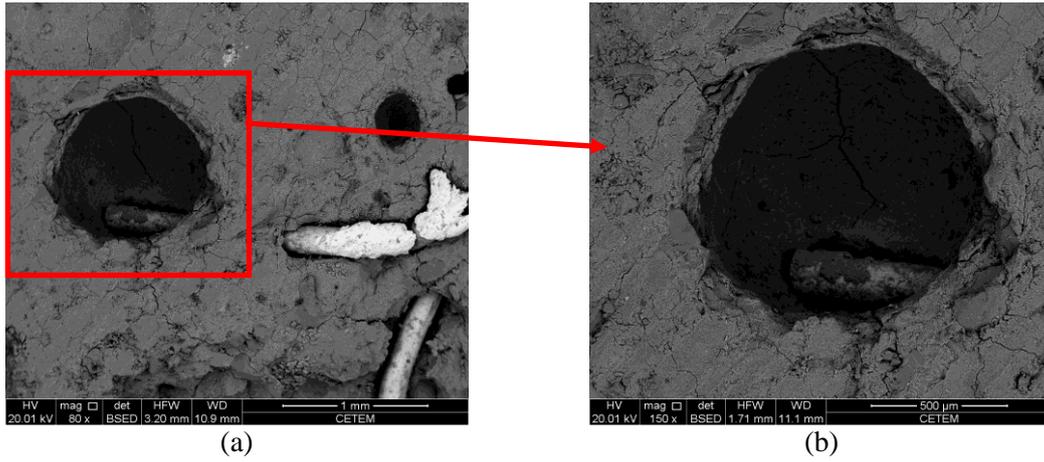


Figura 5.36 – Mistura CR\_1,0\_13, aos 365 dias na solução de NaOH: (a) Fibra costurando o poro contendo produto da reação; (b) ampliação do produto da reação no poro.

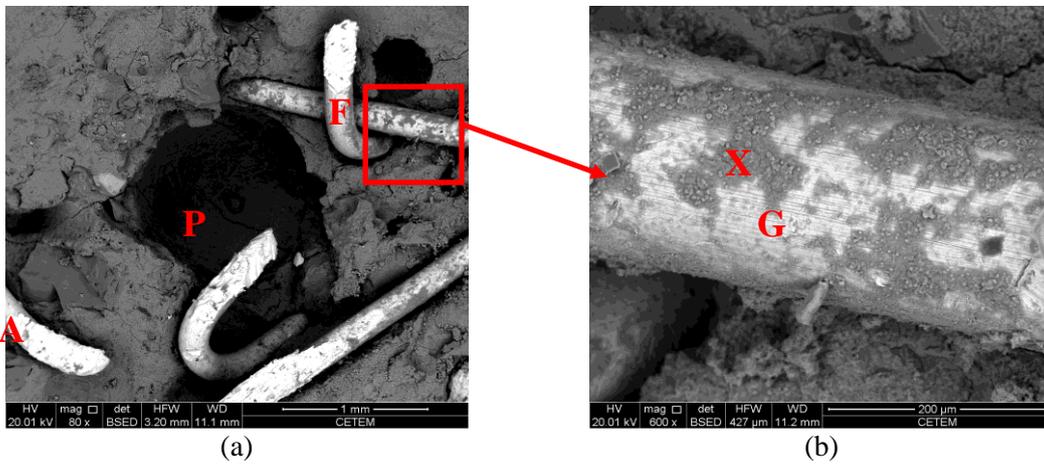


Figura 5.37 – Mistura CR\_1,0\_13, aos 365 dias na solução de NaOH: (a) Disposição das fibras no concreto; (b) produto da RAA disposto na superfície da fibra.

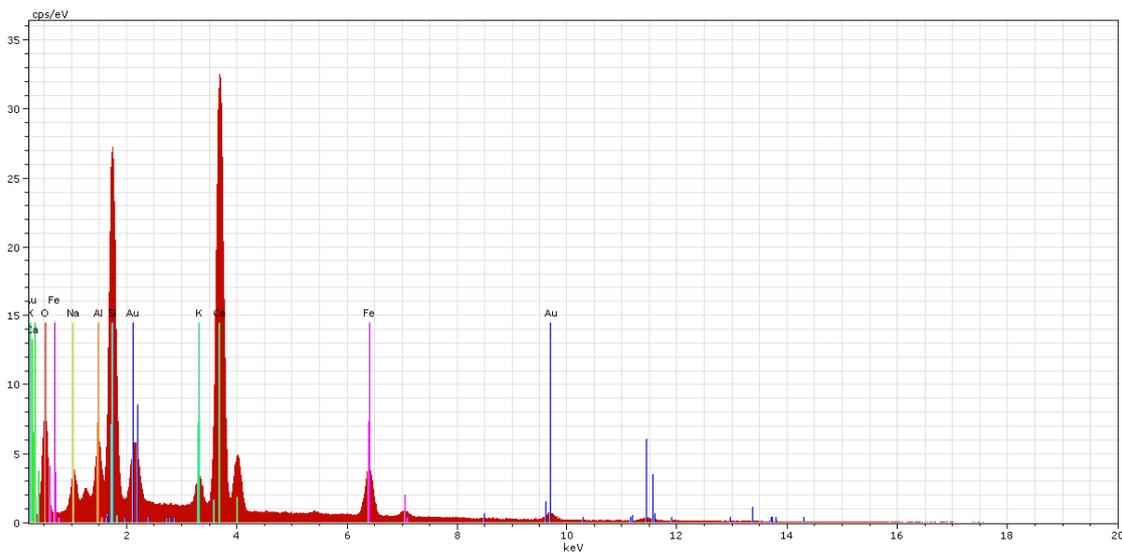


Figura 5.38 – Espectro pontual referente à Figura 5.37(b).

### 5.3.3 Análise visual da fissuração dos concretos reativos

As fotografias, a seguir, (Figura 5.39 à Figura 5.52) mostram o quadro fissuratório provocado pela RAA nos concretos reativos, após 365 dias de imersão na solução de NaOH 1N. As regiões do topo, centro e base foram ampliadas para uma melhor visualização das fissuras em evidência, em cada superfície da semicircunferência (SC) do corpo de prova cilíndrico analisada. As cinco linhas tracejadas que cortam a fissura correspondem aos locais onde foi realizada a leitura da abertura de fissura para obtenção da abertura média.

Nas fotografias, na região ampliada, encontra-se o valor da abertura média da fissura em destaque e no corpo de prova encontra-se o valor médio das fissuras do topo, centro e base da amostra. A Tabela 5.13 apresenta os valores de abertura de fissura média nas regiões do topo, centro e base dos concretos reativos, como também a abertura de fissura média de cada mistura.

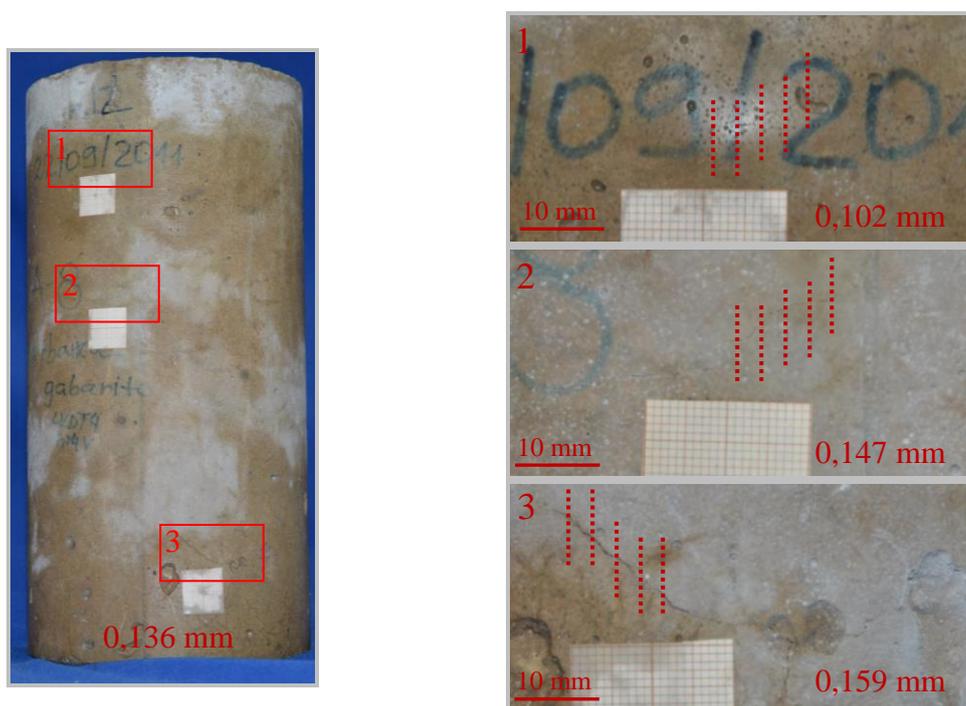


Figura 5.39 – Concreto reativo de referência CR (SC 1)

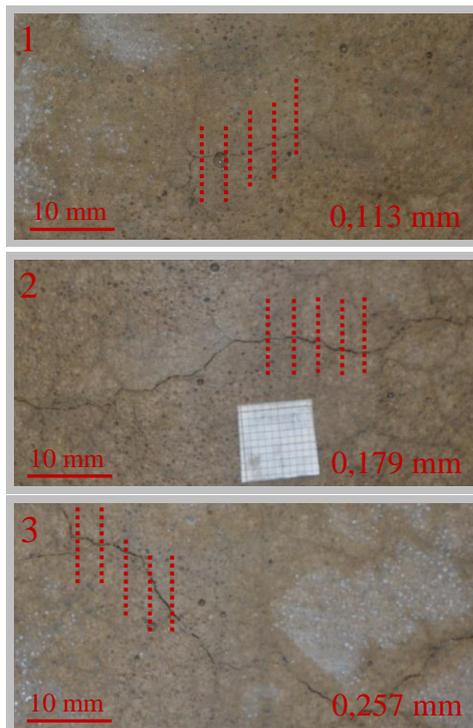
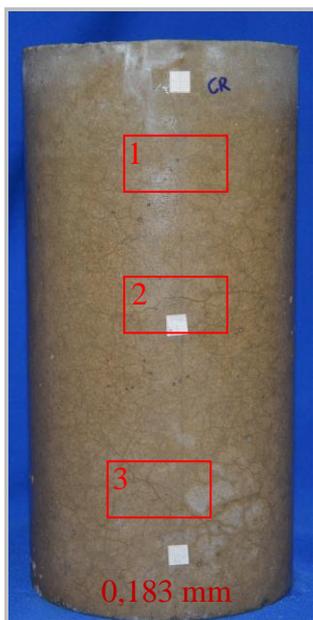


Figura 5.40 – Concreto reativo de referência CR (SC 2).

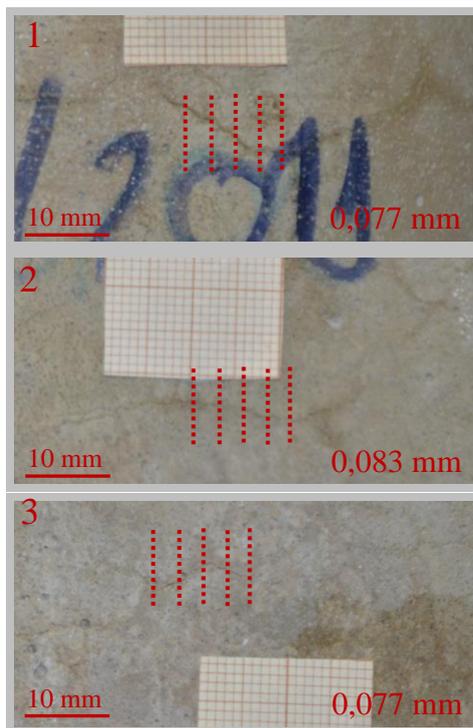
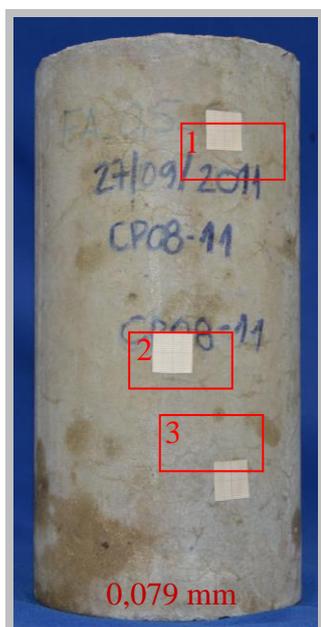


Figura 5.41 – Concreto reativo fibroso CR\_0,5\_60 (CP01 - SC 1).

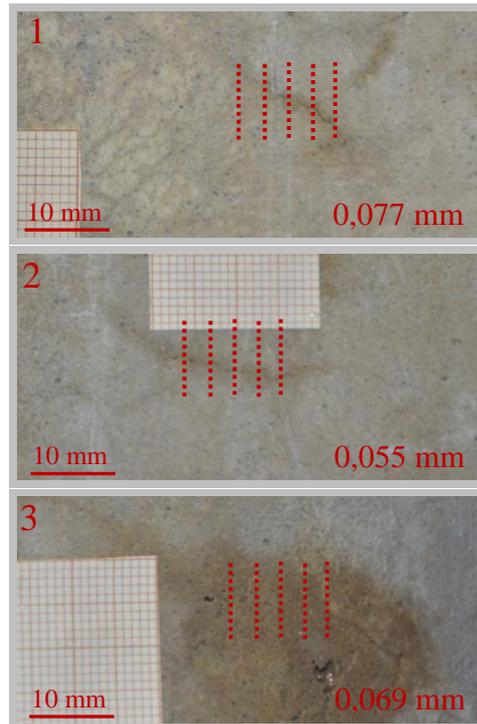


Figura 5.42 – Concreto reativo fibroso CR\_0,5\_60 (CP01 - SC 2).

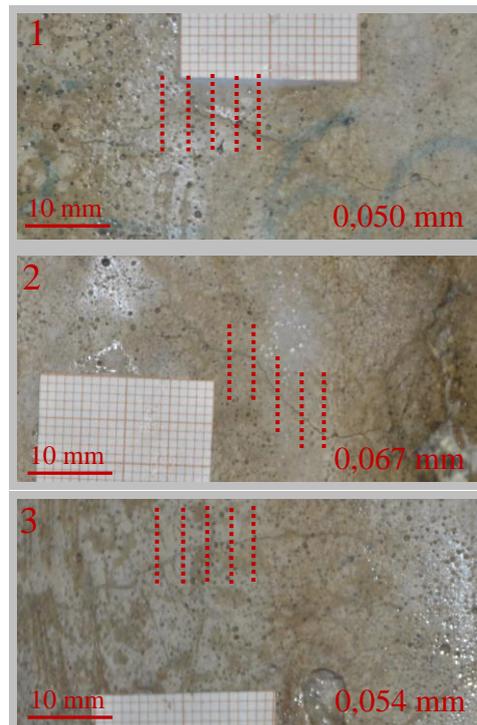
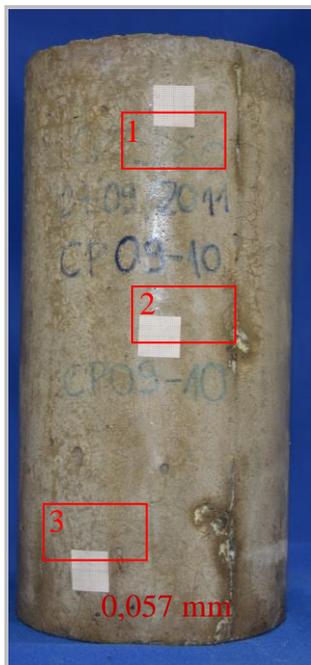


Figura 5.43 – Concreto reativo fibroso CR\_0,5\_60 (CP02 - SC 1).

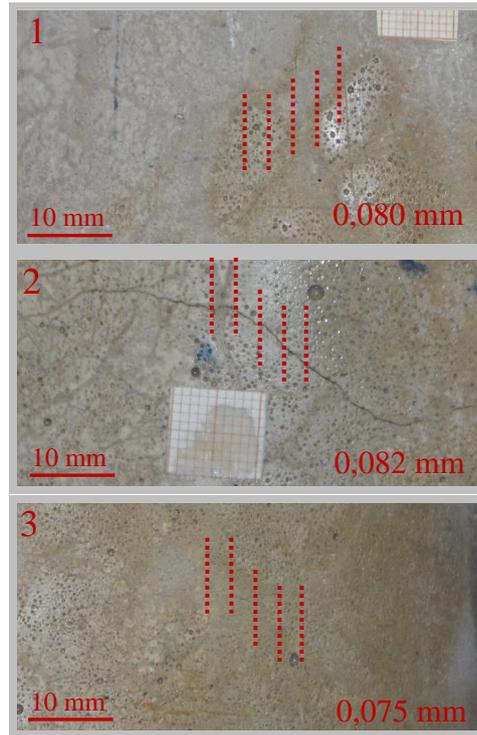


Figura 5.44 – Concreto reativo fibroso CR\_0,5\_60 (CP02 - SC 2).

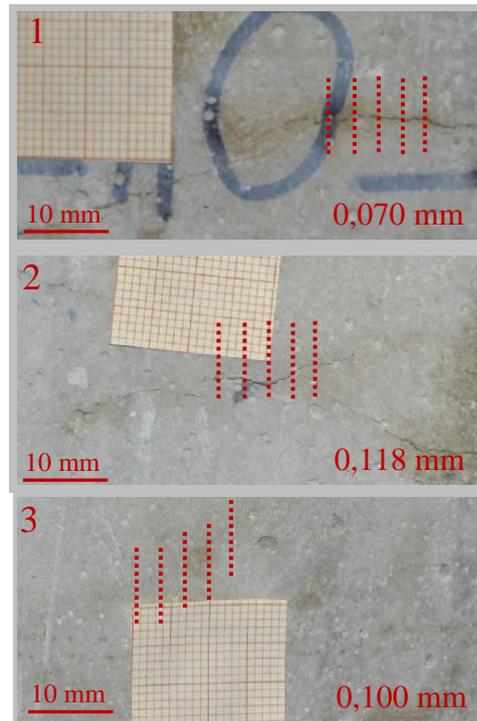


Figura 5.45 – Concreto reativo fibroso CR\_1,0\_60 (SC 1).

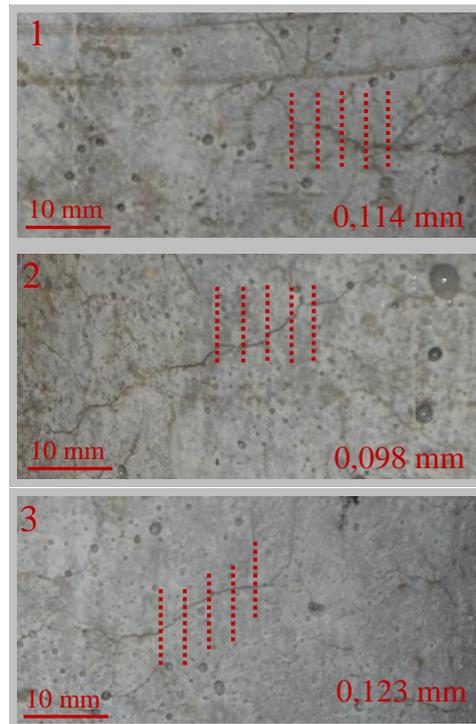
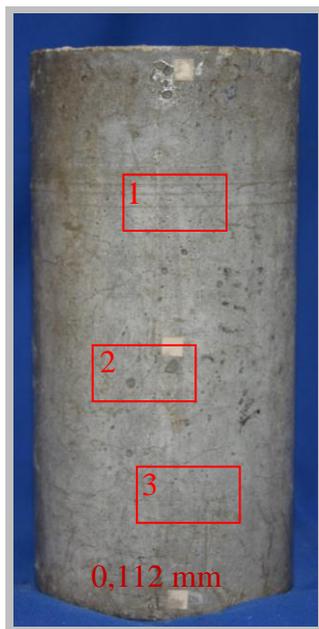


Figura 5.46 – Concreto reativo fibroso CR\_1,0\_60 (SC 2).

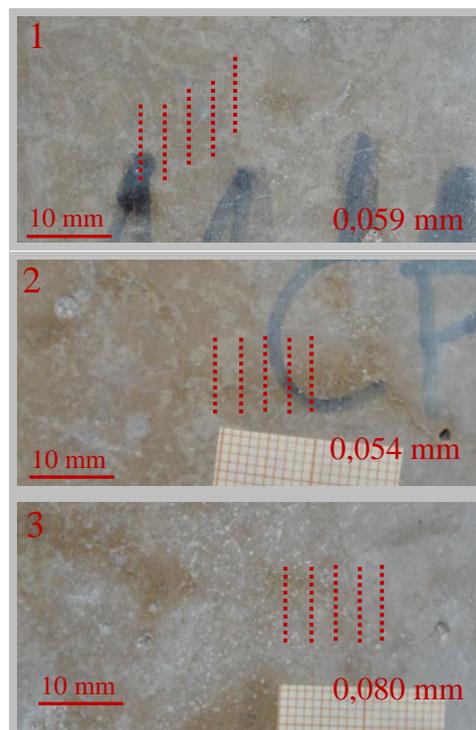


Figura 5.47 – Concreto reativo fibroso CR\_0,5\_13 (CP01 - SC 1).

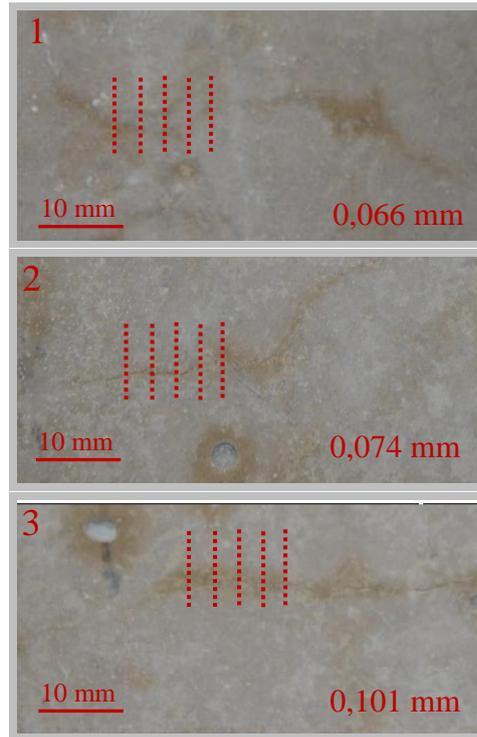
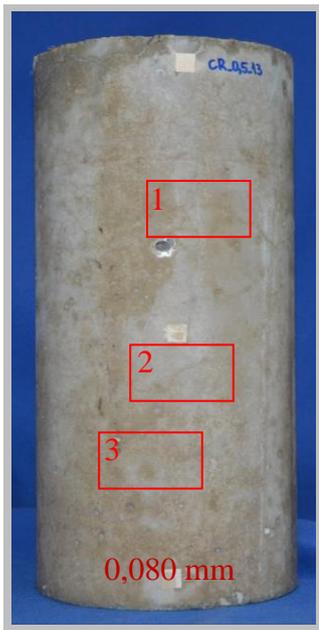


Figura 5.48 – Concreto reativo fibroso CR\_0,5\_13 (CP01 - SC 2).

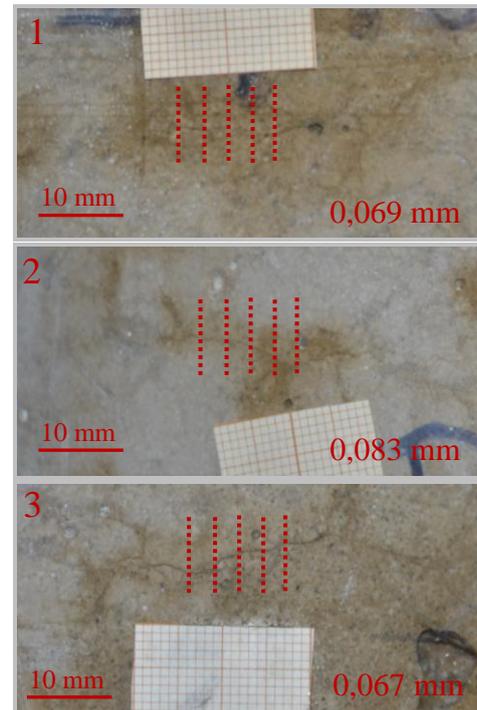
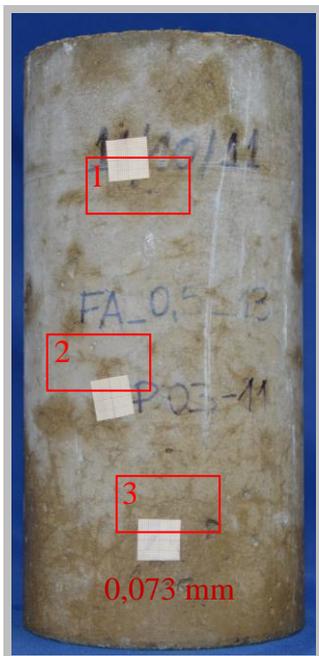


Figura 5.49 – Concreto reativo fibroso CR\_0,5\_13 (CP02 - SC 1).

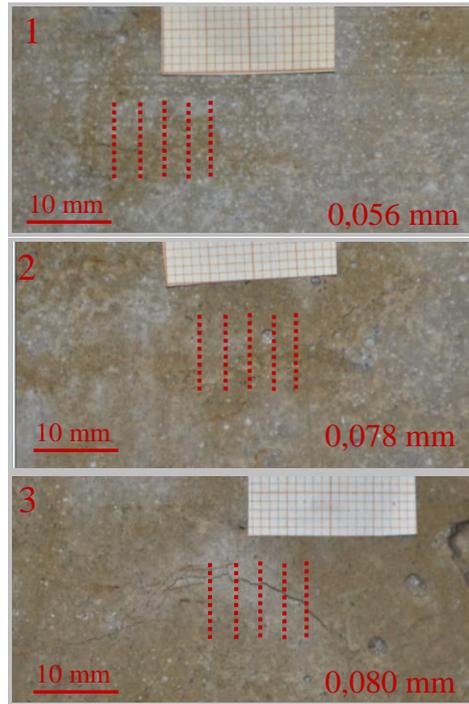
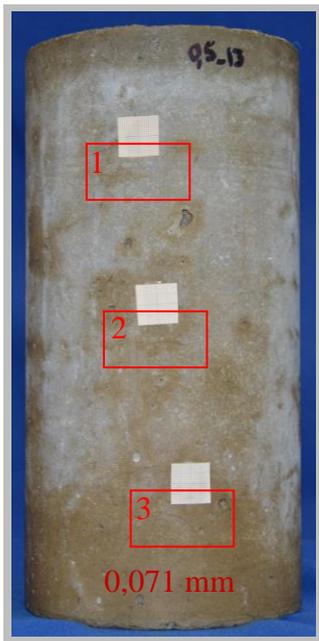


Figura 5.50 – Concreto reativo fibroso CR\_0,5\_13 (CP02 - SC 2).

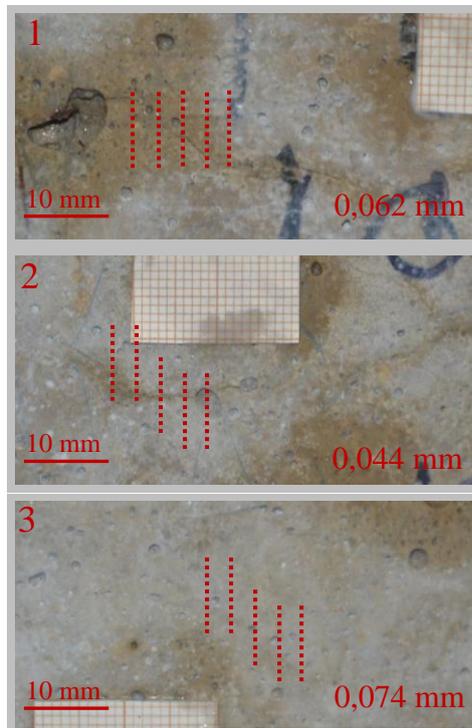
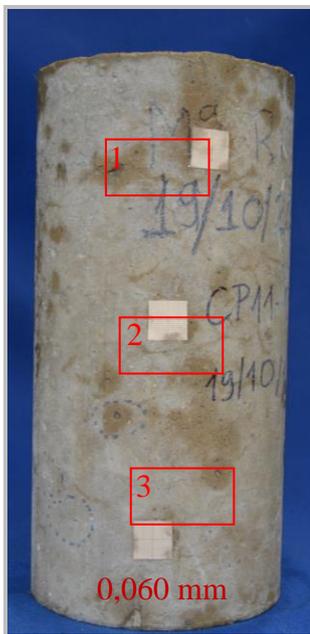


Figura 5.51 – Concreto reativo fibroso CR\_1,0\_13 (SC 1).

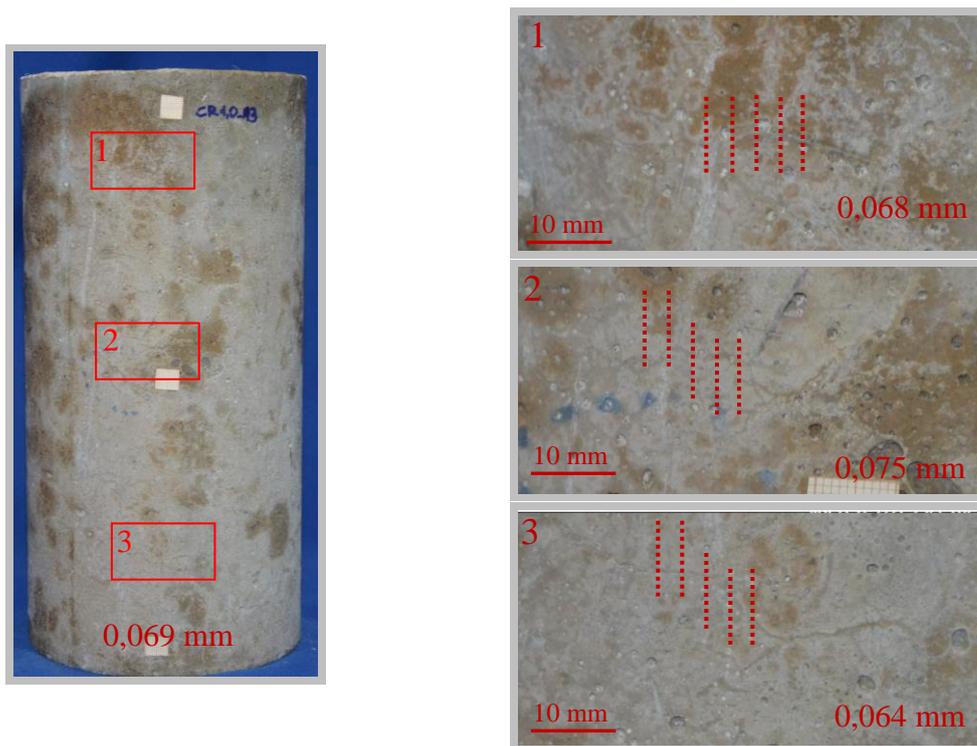


Figura 5.52 – Concreto reativo fibroso CR\_1,0\_13 (SC 2).

Tabela 5.13 – Valores da abertura de fissura nas regiões dos concretos reativos.

Misturas	Topo	Abertura de fissuras (mm)			Média
		Centro	Base		
CR	0,107	0,163	0,208		0,159
CR_0,5_60	0,071	0,072	0,069		0,071
CR_1,0_60	0,092	0,108	0,111		0,104
CR_0,5_13	0,062	0,080	0,074		0,072
CR_1,0_13	0,065	0,060	0,069		0,064

O comportamento da fissuração nos concretos reativos pode ser melhor visualizado pela Figura 5.53, a qual ilustra o valor médio de abertura de fissura de cada mistura, indicando também os valores mínimos e máximos de abertura de fissura dos concretos reativos.

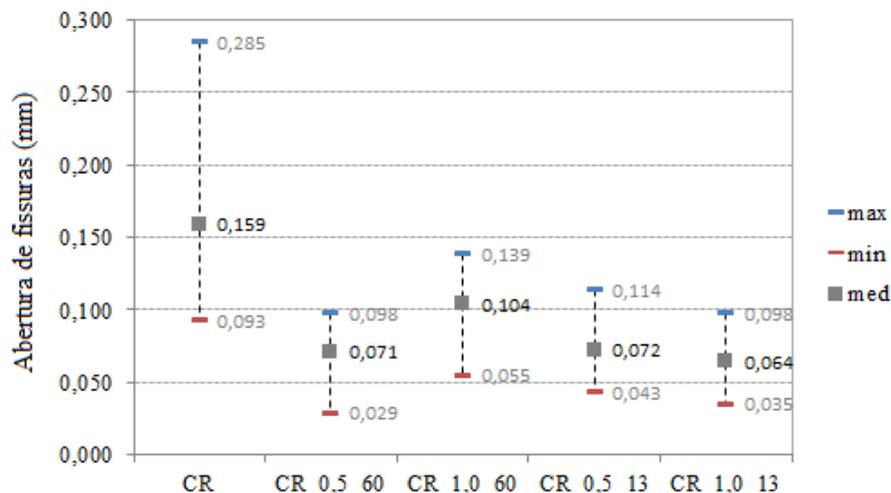


Figura 5.53 – Abertura das fissuras calculadas nos concretos reativos.

Foi observado que para o concreto reativo de referência (Figura 5.39 e Figura 5.40) ocorreu uma intensa microfissuração na amostra, apresentando abertura de fissuras bem definidas, com abertura de fissura média de 0,159 mm, porém a abertura de fissura variou de 0,093 mm até 0,285 mm. Nos concretos, observou-se a fissuração em mapa, padrão da reação álcali-agregado, porém, a orientação das fissuras ocorre predominantemente na diagonal e horizontal. No caso dos concretos contendo reforço fibroso, em todas as misturas também foi observada a microfissuração dos corpos de prova, com abertura de fissuras bem definidas, porém, a média da abertura das fissuras medidas em todos os concretos fibrosos foram inferiores às observadas no concreto reativo de referência. Baseado nessas análises, pode-se concluir que a predominância de abertura média de fissuras maiores no concreto de referência pode ter proporcionado a redução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade verificada nestes concretos, após 365 dias de imersão na solução de NaOH.

Considerando os concretos fibrosos, o melhor comportamento foi observado para a mistura CR\_1,0\_13 (Figura 5.51 e Figura 5.52), com abertura de fissura média de 0,064 mm, variando entre 0,035 mm e 0,098 mm. Já a mistura CR\_1,0\_60 (Figura 5.45 e Figura 5.46) apresentou abertura de fissura média de 0,104 mm, com abertura de fissuras atingindo 0,139 mm. Para as misturas CR\_0,5\_60 (Figura 5.41, Figura 5.42, Figura 5.43 e Figura 5.44) e CR\_0,5\_13 (Figura 5.47, Figura 5.48, Figura 5.49 e Figura 5.50) foram verificadas abertura média de fissura de 0,071 e 0,072, respectivamente. Conforme esses resultados, pode-se observar que a fissuração encontrada nos corpos de

prova dos concretos fibrosos ocorreu numa mesma magnitude. Dessa forma, justifica-se o comportamento encontrado no ensaio de variação dimensional após 365 dias de imersão na solução de NaOH, em que os concretos fibrosos controlaram a expansão provocada pela reação deletéria em uma mesma magnitude.

### **5.3.4 Ensaios Mecânicos**

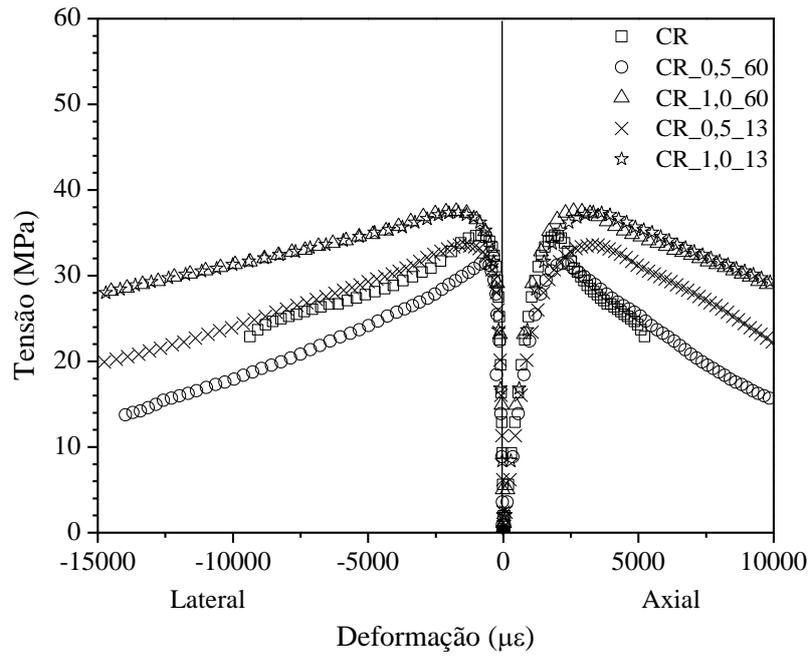
Neste item será apresentado o comportamento mecânico de resistência à compressão e tração na flexão dos concretos reativos: concreto de referência e concretos contendo reforço fibroso. Será feita a análise da adição do reforço fibroso no concreto reativo de referência nas idades após 28 dias de cura na câmara úmida, 90, 180 e 365 dias após a imersão na solução de NaOH 1N. Posteriormente, será mostrada a evolução das propriedades mecânicas dos concretos reativos com o ataque alcalino (após 90, 180 e 365 dias de imersão na solução de hidróxido de sódio) em relação à idade de referência.

Para as propriedades avaliadas foram utilizadas técnicas estatísticas para validar os resultados experimentais. A comparação entre os diferentes tratamentos foi realizada pela análise de variância (ANOVA), ao nível de 5% de probabilidade, seguido pelo teste de comparação das médias de Tukey.

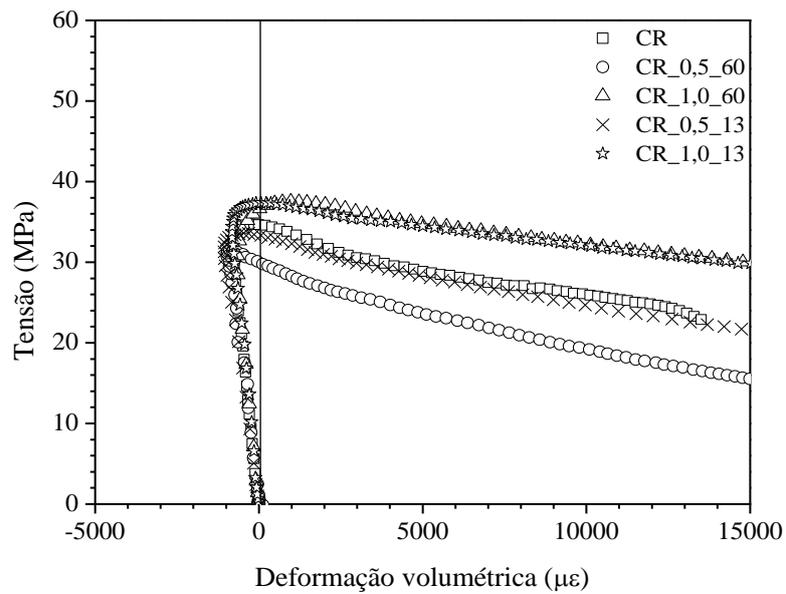
#### **5.3.4.1 Ensaios de compressão axial**

##### **a. Avaliação dos concretos reativos após 28 dias na câmara úmida**

Na Figura 5.54 estão apresentadas as curvas típicas de tensão *versus* deformação dos concretos reativos, após 28 dias de cura na câmara úmida, antes de serem submetidos à aceleração da reação álcali-agregado.



(a)



(b)

Figura 5.54 – Curva típica tensão *versus* deformação dos concretos reativos após 28 dias na câmara úmida. (a) deformações axial e lateral; (b) deformação volumétrica.

A Tabela 5.14 apresenta os valores médios de resistência à compressão ( $f_c$ ) e deformação axial ( $\epsilon_a$ ), referentes à tensão de primeira fissura ( $f_{c\_1^*f}$  e  $\epsilon_{a\_1^*f}$ ), de coalescência de fissuras ( $f_{c\_CF}$  e  $\epsilon_{a\_CF}$ ) e de ruptura ( $f_{c\_Rup}$  e  $\epsilon_{a\_Rup}$ ), como também os valores médios de módulo de elasticidade ( $E$ ), com seus respectivos coeficientes de variação ( $CV$ ).

Tabela 5.14 – Valores médios de resistência à compressão, deformação axial e módulo de elasticidade após 28 dias na câmara úmida.

Misturas	$f_{c-1^{\text{fis}}}$ (MPa)	CV(%)	$\varepsilon_{a-1^{\text{fis}}}$ ( $\mu\varepsilon$ )	CV(%)	$f_{c-CF}$ (MPa)	CV(%)	$\varepsilon_{a-CF}$ ( $\mu\varepsilon$ )	CV(%)
CR	16,1	5,0	536	3,8	32,0	3,8	1362	6,7
CR_0,5_60	14,9	2,3	589	2,7	30,1	2,2	1714	10,3
CR_1,0_60	17,8	10,6	595	11,6	33,8	10,7	1608	23,9
CR_0,5_13	16,0	0,7	602	8,3	30,8	3,9	1704	19,5
CR_1,0_13	16,5	2,3	567	4,3	31,9	6,1	1621	2,2

Misturas	$f_{c-RUP}$ (MPa)	CV (%)	$\varepsilon_{a-RUP}$ ( $\mu\varepsilon$ )	CV (%)	E (GPa)	CV (%)
CR	34,3	3,5	1733	12,5	32,2	9,0
CR_0,5_60	31,3	1,5	2161	4,1	26,1	2,5
CR_1,0_60	38,1	8,7	2802	5,1	30,6	3,8
CR_0,5_13	33,0	1,6	2646	21,3	27,1	6,2
CR_1,0_13	35,4	5,7	3041	16,9	30,3	1,9

Conforme os resultados obtidos da Tabela 5.14, na idade de 28 dias (antes da imersão na solução de NaOH), em relação aos valores de tensão de primeira fissura, observa-se, pela análise estatística, que a utilização do reforço fibroso não alterou de forma estatisticamente significativa os valores dessa propriedade. No que se refere à deformação correspondente à tensão de primeira fissura, só é considerado estatisticamente significativo o aumento proporcionado pela mistura CR\_0,5\_60 no valor de deformação do concreto de referência.

Assim como nas propriedades de tensão de primeira fissura, os concretos reativos fibrosos não alteraram de forma estatisticamente significativa os valores de tensão de coalescência de fissura do concreto de referência. No caso da deformação referente à coalescência de fissura, apenas a mistura CR\_0,5\_60 proporcionou acréscimo no valor desta propriedade em relação ao concreto de referência.

Em relação à resistência à compressão, o melhor comportamento pode ser observado para o concreto contendo 1,0% de fibra de 60 mm, o qual apresentou um aumento na ordem de 10% no valor de resistência à compressão do concreto de referência. A utilização de 0,5% de fibras de 60 mm reduziu em 10% a resistência do concreto de referência. A substituição do volume de concreto pelos teores de 0,5% e

1,0% de fibras de 13 mm não afetaram de forma significativa a resistência à compressão do concreto de referência. Em relação à deformação correspondente à tensão de ruptura, a inclusão do reforço fibroso acarretou acréscimos nos valores de deformação axial da matriz de referência, exceto a mistura CR\_0,5\_13, que não apresentaram variações estatisticamente significativas em relação a matriz de referência. Os acréscimos obtidos para os concretos reforçados com 0,5% e 1,0% de fibras de 60 mm de comprimento foi de 19% e 54%, respectivamente. Para a mistura CR\_1,0\_13, o acréscimo da deformação axial de pico da matriz foi de 67%.

Em relação aos valores de módulo de elasticidade dos concretos reativos, observou-se que os concretos contendo 0,5% de reforço fibroso, apresentaram uma redução na ordem de 20% no valor de rigidez do concreto de referência para os dois comprimentos de fibras utilizados. Para os concretos reforçados com 1,0% de fibras de aço, os resultados obtidos não são considerados estatisticamente diferentes em relação ao concreto de referência.

A influência do reforço fibroso no concreto de reativo de referência pode ser observada de forma mais simplificada na Figura 5.55, a qual ilustra a relação entre as propriedades dos concretos reativos e o concreto de referência. A linha cheia passando pelo valor de 1,0 é apenas para visualização mais clara do efeito das fibras no concreto de referência.

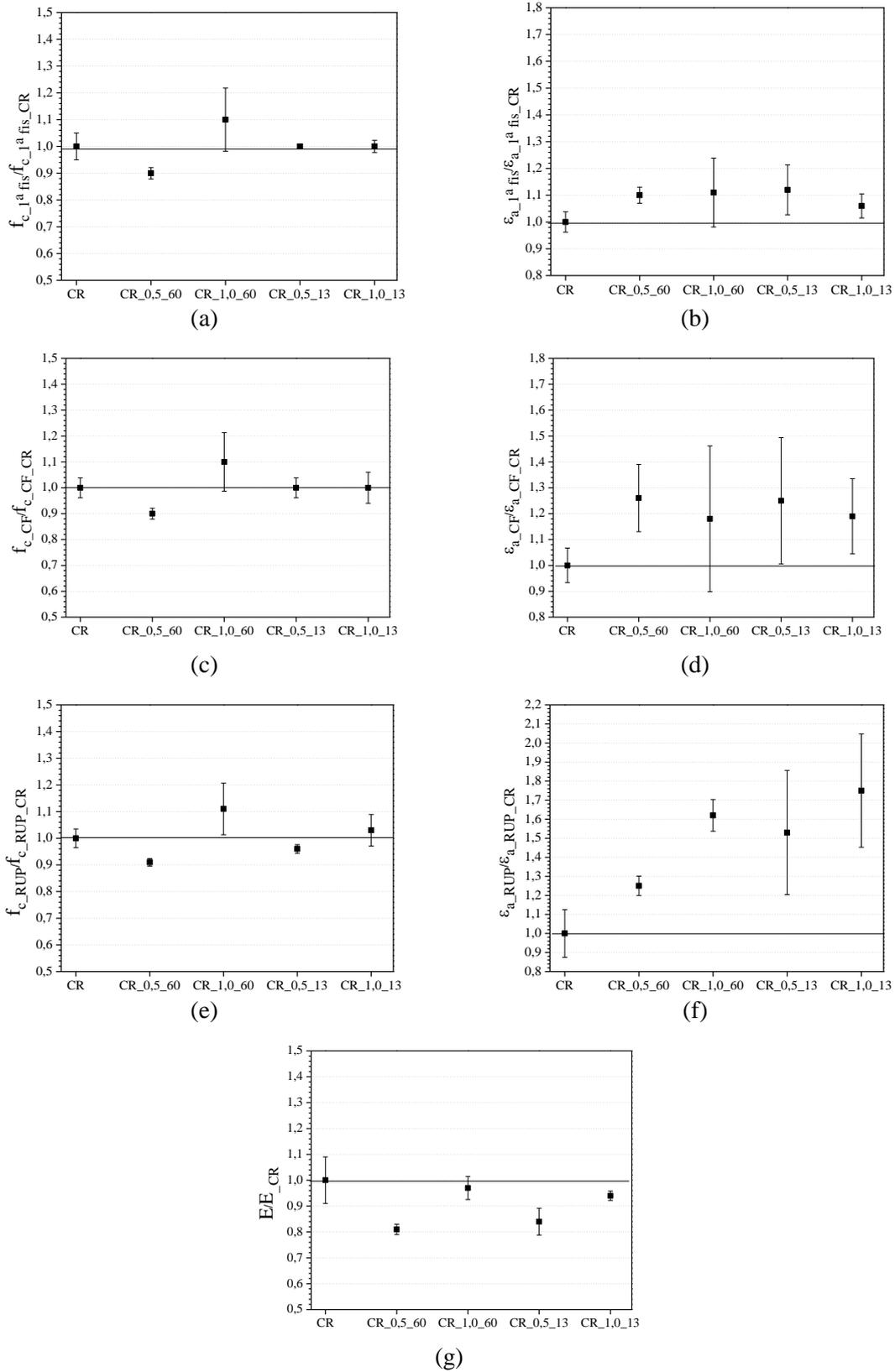


Figura 5.55 – Relação das propriedades entre os concretos reativos e o concreto reativo de referência: (a) tensão de primeira fissura; (b) deformação referente à tensão de primeira fissura; (c) tensão de coalescência de fissuras; (d) deformação referente à coalescência de fissuras; (e) tensão de ruptura; (f) deformação referente à tensão de ruptura; (g) módulo de elasticidade.

O que se observa em trabalhos desenvolvidos com a utilização de concretos reforçados com fibras de aço, após 28 dias de cura na câmara úmida, é que normalmente ocorrem acréscimos nos valores das propriedades obtidas pelo ensaio de compressão axial com a inclusão do reforço fibroso no concreto (VELASCO, 2008; MARANGON, 2011). Nos trabalhos desenvolvidos por esses autores, o teor de argamassa das matrizes de concreto produzidas é constituído por uma composição de materiais finos superiores ao da matriz de concreto desenvolvida no presente trabalho. Por exemplo, em uma das matrizes de concreto desenvolvida por MARANGON (2011), o teor de argamassa correspondeu a 80%, sendo composto pelos agregados: miúdo (38%) e sílica 325 (3%); pelos aglomerantes: cimento (12%), cinza volante (7%) e sílica ativa (2%); e água (18%). Já para uma das matrizes de concreto desenvolvida por VELASCO (2008), o teor de argamassa encontrado foi de 67%, constituído por 32% de agregado miúdo, 11% de cimento, 2% de sílica ativa, 5% de volastonita e 18% de água. Para o presente trabalho, como citado na Tabela 3.1, foi utilizado o teor de argamassa de 60%, constituído por 14% de cimento, 26% de agregado miúdo e 20% de água. Com isso, as matrizes produzidas pelos autores supracitados conseguem obter um empacotamento dos materiais, fazendo com que as fibras de aço permaneçam embebidas na argamassa, proporcionando acréscimos nos valores das propriedades obtidas pelo ensaio de compressão axial.

#### **b. Avaliação dos concretos reativos após 90 dias de imersão na solução alcalina**

Na Figura 5.56 estão apresentadas as curvas típicas de tensão *versus* deformação dos concretos reativos após 90 dias de imersão na solução de NaOH 1N. A Tabela 5.15 apresenta os valores médios de resistência à compressão ( $f_c$ ) e deformação axial ( $\epsilon_a$ ), referentes à tensão de primeira fissura ( $f_{c_{1^a}}$  e  $\epsilon_{a_{1^a}}$ ), de coalescência de fissuras ( $f_{c_{CF}}$  e  $\epsilon_{a_{CF}}$ ) e de ruptura ( $f_{c_{Rup}}$  e  $\epsilon_{a_{Rup}}$ ), como também os valores médios de módulo de elasticidade (E), com seus respectivos coeficientes de variação (CV).

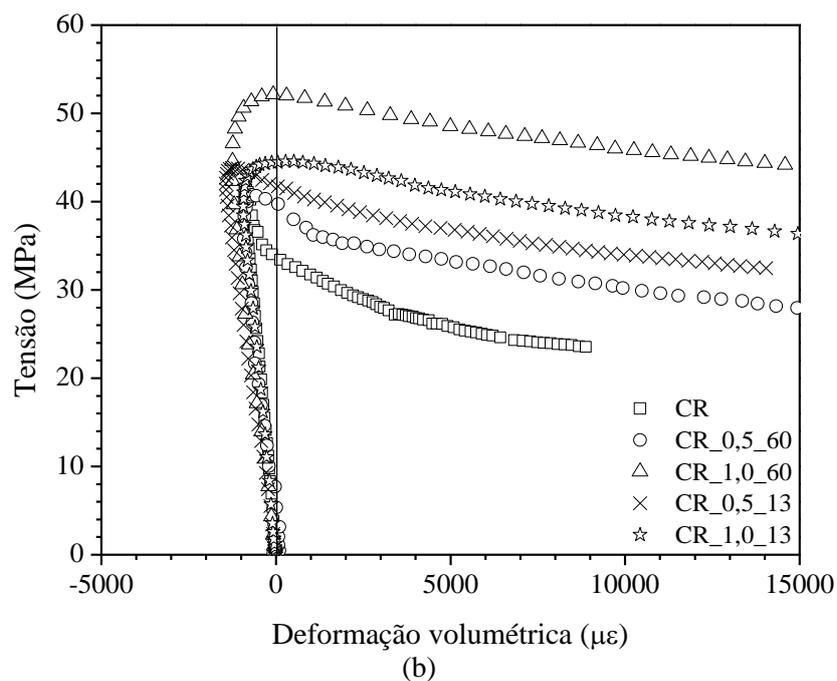
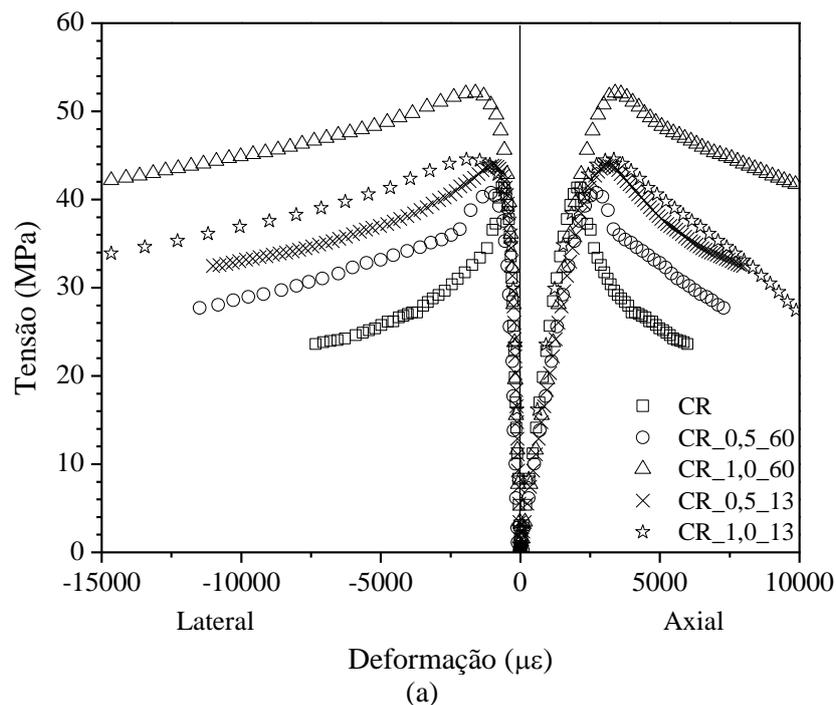


Figura 5.56 – Curva típica tensão *versus* deformação dos concretos reativos após 90 dias de imersão na solução de NaOH. (a) deformações axial e lateral; (b) deformação volumétrica.

Para todas as misturas submetidas ao ataque alcalino, nas idades de ensaio após 90, 180 e 365 dias de imersão na solução de NaOH, já foi observada uma redução no trecho linear elástico da curva tensão *versus* deformação, a tensão de primeira fissura obtida para essas amostras apresentou-se inferior a tensão correspondente à 40% da carga última. Devido isso, os valores de  $\sigma_{c2}$  para estas idades de ensaio, após 90, 180 e

365 dias de imersão na solução deletéria, foram atribuídos os valores de tensão de compressão correspondentes 20% e 10% e até 5% da carga última.

Tabela 5.15 – Valores médios de resistência à compressão, deformação axial e módulo de elasticidade, após 90 dias de imersão na solução de NaOH.

Misturas	$f_{c-1^{*}fis}$ (MPa)	CV(%)	$\varepsilon_{a-1^{*}fis}$ ( $\mu\varepsilon$ )	CV(%)	$f_{c-CF}$ (MPa)	CV(%)	$\varepsilon_{a-CF}$ ( $\mu\varepsilon$ )	CV(%)
CR	11,3	7,0	467	7,5	35,9	11,3	1680	11,7
CR_0,5_60	12,5	2,8	657	8,6	36,8	5,4	2114	9,1
CR_1,0_60	13,5	6,6	674	3,2	44,8	3,9	2316	4,0
CR_0,5_13	12,3	3,4	689	12,2	40,4	6,1	2545	7,4
CR_1,0_13	15,0	2,3	64	10,0	38,4	4,4	1926	7,0

Misturas	$f_{c-RUP}$ (MPa)	CV (%)	$\varepsilon_{a-RUP}$ ( $\mu\varepsilon$ )	CV (%)	E (GPa)	CV (%)
CR	37,3	9,8	1926	6,9	24,8	3,1
CR_0,5_60	39,8	6,7	2641	12,6	20,2	9,6
CR_1,0_60	51,8	1,1	3256	6,0	20,6	9,5
CR_0,5_13	42,9	6,2	3126	11,0	19,0	8,6
CR_1,0_13	43,1	3,3	3254	2,0	27,5	1,8

Os resultados obtidos através do ensaio de compressão na idade após 90 dias de imersão na solução alcalina mostram que em relação à tensão de primeira fissura, observou-se que os resultados obtidos para os concretos fibrosos reativos contendo 0,5% de fibras de aço nos dois comprimentos utilizados não apresentaram mudanças estatisticamente significativas no valor obtido para o concreto de referência. Já os concretos reforçados com 1,0% de fibras proporcionaram acréscimos de 19% e 33% quando foram utilizadas fibras de 60 mm e 13 mm, respectivamente. Em relação à deformação referente à tensão de primeira fissura, todos os concretos fibrosos proporcionaram acréscimos no valor da deformação do concreto relativo de referência.

No que se refere à coalescência de fissuras, apenas a mistura CR\_1,0\_60 apresentou um aumento de 25% no valor de tensão do concreto de referência. Os resultados encontrados para as demais misturas não são estatisticamente diferentes do valor do concreto de referência. Em relação à deformação correspondente à coalescência de fissura, as misturas CR\_1,0\_60 e CR\_0,5\_13 apresentaram acréscimos no valor de deformação do concreto CR, enquanto que as misturas CR\_0,5\_60 e

CR\_1,0\_13 não apresentaram valores estatisticamente diferentes do concreto de referência.

Em relação à resistência à compressão das misturas, apenas a mistura CR\_1,0\_60 proporciona um acréscimo de na ordem de 40% no valor de resistência a compressão do concreto de referência. Os valores obtidos para as demais misturas não são considerados estatisticamente diferentes do valor de resistência à compressão do concreto de referência para esta idade de ensaio. No que se refere à deformação correspondente à tensão de ruptura, nota-se que todos os concretos fibrosos apresentaram acréscimos no valor de deformação do concreto de referência.

Em relação aos valores de módulo de elasticidade, após o início do ataque alcalino, na idade de 90 dias, observou-se que a mistura CR\_1,0\_13 apresentou um ganho no valor de rigidez na ordem de 10% no concreto reativo de referência. No entanto, as demais misturas, CR\_0,5\_60, CR\_1,0\_60 e CR\_0,5\_13, apresentaram reduções na mesma magnitude, de aproximadamente 20% nos valores de rigidez do concreto de referência.

Pode-se observar de forma mais simplificada a influência do reforço fibroso no concreto de reativo de referência através da Figura 5.57, a qual ilustra a relação entre as propriedades dos concretos reativos e o concreto de referência após 90 dias de imersão na solução alcalina.

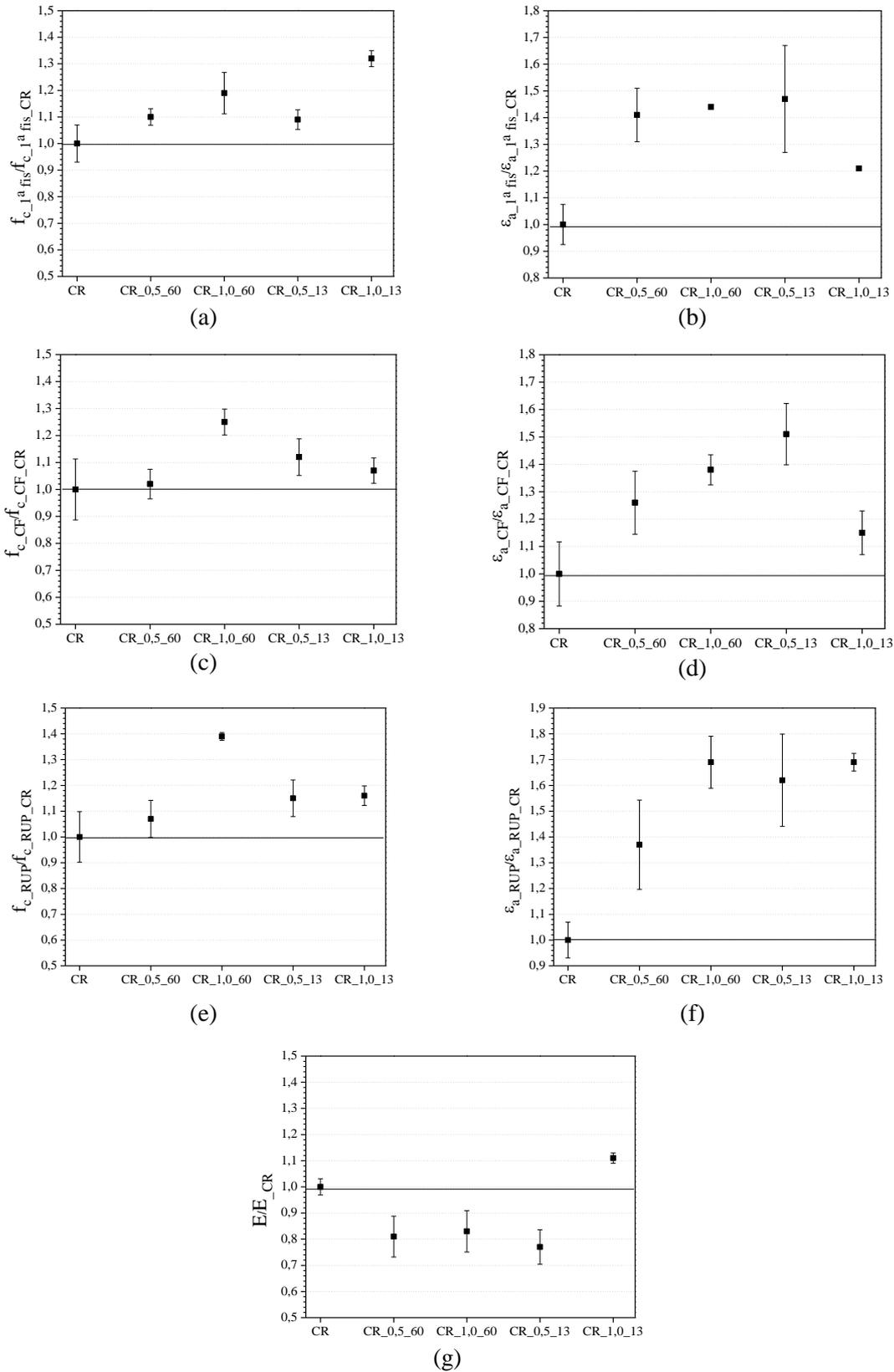


Figura 5.57 – Relação das propriedades entre os concretos reativos e o concreto reativo de referência: (a) tensão de primeira fissura; (b) deformação referente à tensão de primeira fissura; (c) tensão de coalescência de fissuras; (d) deformação referente à coalescência de fissuras; (e) tensão de ruptura; (f) deformação referente à tensão de ruptura; (g) módulo de elasticidade.

### c. Avaliação dos concretos reativos após 180 dias de imersão na solução alcalina

A Figura 5.58 ilustra as curvas típicas de tensão *versus* deformação dos concretos reativos após 180 dias de imersão na solução de NaOH 1N.

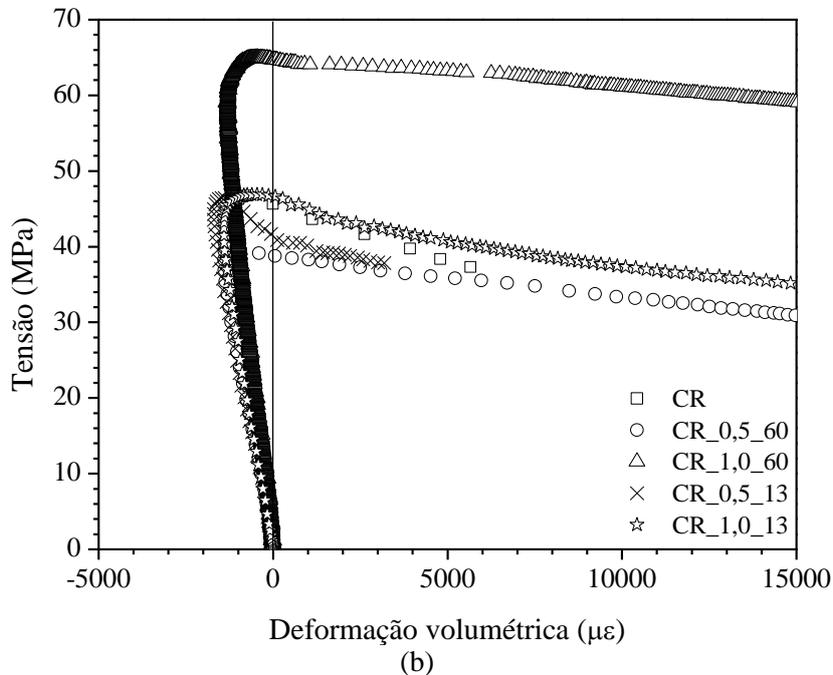
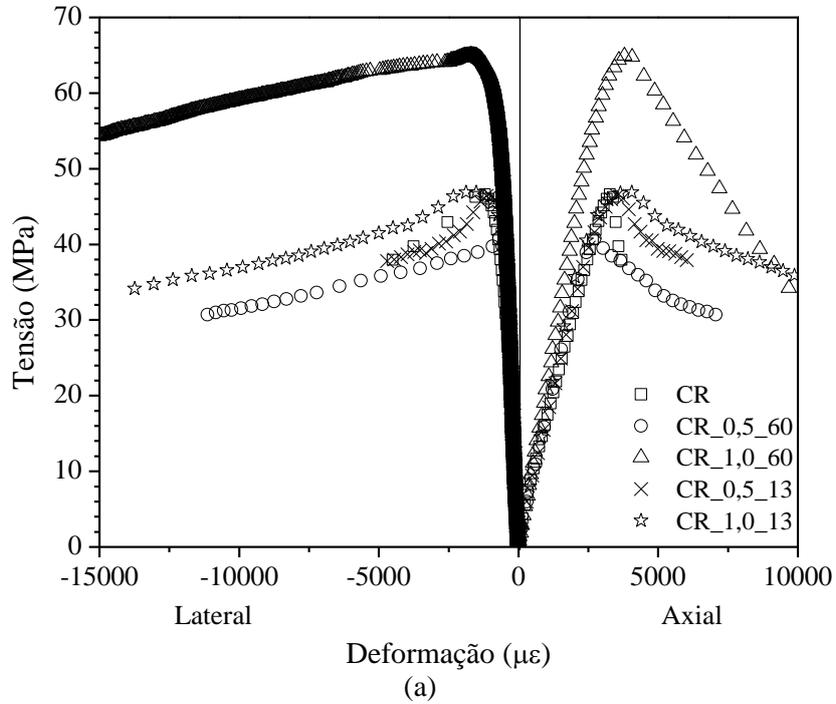


Figura 5.58 – Curva típica tensão *versus* deformação dos concretos reativos após 180 dias de imersão na solução de NaOH. (a) deformações axial e lateral; (b) deformação volumétrica.

A Tabela 5.16 apresenta os valores médios de resistência à compressão ( $f_c$ ) e deformação axial ( $\epsilon_a$ ), referentes à tensão de primeira fissura ( $f_{c\_1^f}$  e  $\epsilon_{a\_1^f}$ ), de coalescência de fissuras ( $f_{c\_CF}$  e  $\epsilon_{a\_CF}$ ) e de ruptura ( $f_{c\_Rup}$  e  $\epsilon_{a\_Rup}$ ), como também os valores médios de módulo de elasticidade (E), com seus respectivos coeficientes de variação (CV).

Tabela 5.16 – Valores médios de resistência à compressão, deformação axial e módulo de elasticidade, após 180 dias de imersão na solução de NaOH.

Misturas	$f_{c\_1^f}$ (MPa)	CV(%)	$\epsilon_{a\_1^f}$ ( $\mu\epsilon$ )	CV(%)	$f_{c\_CF}$ (MPa)	CV(%)	$\epsilon_{a\_CF}$ ( $\mu\epsilon$ )	CV(%)
CR	8,9	5,9	493	13,3	35,1	4,3	2329	3,6
CR_0,5_60	10,1	4,4	525	6,0	35,9	7,5	2091	8,4
CR_1,0_60	13,4	5,1	645	8,7	58,0	2,4	2793	7,6
CR_0,5_13	10,3	2,5	596	7,2	33,7	16,2	2190	14,1
CR_1,0_13	13,0	5,4	678	1,7	39,3	4,7	2266	5,6

Misturas	$f_{c\_RUP}$ (MPa)	CV (%)	$\epsilon_{a\_RUP}$ ( $\mu\epsilon$ )	CV (%)	E (GPa)	CV (%)
CR	48,5	4,4	3483	6,8	18,9	1,1
CR_0,5_60	40,8	3,3	2743	7,0	19,6	4,4
CR_1,0_60	63,1	3,3	3610	9,5	21,7	6,9
CR_0,5_13	46,0	4,8	3695	5,1	17,2	7,2
CR_1,0_13	46,4	4,7	3768	14,1	19,5	8,9

Na idade após 180 dias de imersão na solução de NaOH, no que diz respeito à tensão de primeira fissura, nota-se que todos os concretos fibrosos apresentaram um aumento no valor de tensão do concreto de referência. Já para a deformação correspondente a tensão de primeira fissura, apenas os concretos reforçados com o teor de 1,0% de fibras proporcionaram acréscimos estatisticamente significativos no valor de deformação do concreto de referência, para os dois comprimentos de fibras utilizados.

Em relação à coalescência de fissuras, apenas os concretos reforçados com a fração volumétrica de 1,0% de fibras proporcionaram acréscimos estatisticamente significativos no valor de deformação do concreto de referência, enquanto que os concretos contendo 0,5% de reforço fibroso apresentaram valores estatisticamente iguais ao do concreto de referência. No que diz respeito à deformação referente à coalescência de fissuras, apenas a mistura CR\_1,0\_60 apresentou valor de deformação superior ao do concreto de referência.

Foi observada a mesma tendência de comportamento dos valores de resistência à compressão obtidos da idade após 28 dias de cura na câmara úmida. Para a mistura CR\_0,5\_60, notou-se uma redução na ordem de 20%, enquanto que para a mistura CR\_1,0\_60, ocorreu um acréscimo de 30% no valor de resistência à compressão da matriz. No caso das misturas reforçadas com 0,5% e 1,0% de fibras de aço de 13 mm, não houve alterações estatisticamente significativas nos valores de resistência à compressão em relação ao concreto reativo de referência. Em relação à deformação correspondente à tensão de ruptura, a mistura CR\_0,5\_60 apresentou uma redução no valor de deformação do concreto de referência, enquanto que as demais misturas não apresentaram mudanças estatisticamente significativas no valor de deformação do concreto reativo de referência.

Os valores de módulo de elasticidade encontrados na idade após 180 dias de imersão na solução deletéria indicaram que apenas para a mistura CR\_1,0\_60, foi encontrado um aumento de 10% no valor de rigidez do concreto de referência. Para as misturas CR\_0,5\_60, CR\_0,5\_13 e CR\_1,0\_13, os valores de módulo de elasticidade apresentados na Tabela 5.16 não apresentaram alterações estatisticamente significativas em relação aos valores obtidos para o concreto de referência.

O comportamento dos concretos fibrosos em relação ao concreto reativo de referência pode ser compreendido melhor pela Figura 5.59, a qual ilustra a relação entre as propriedades dos concretos reativos e o concreto de referência após 180 dias de imersão na solução alcalina.

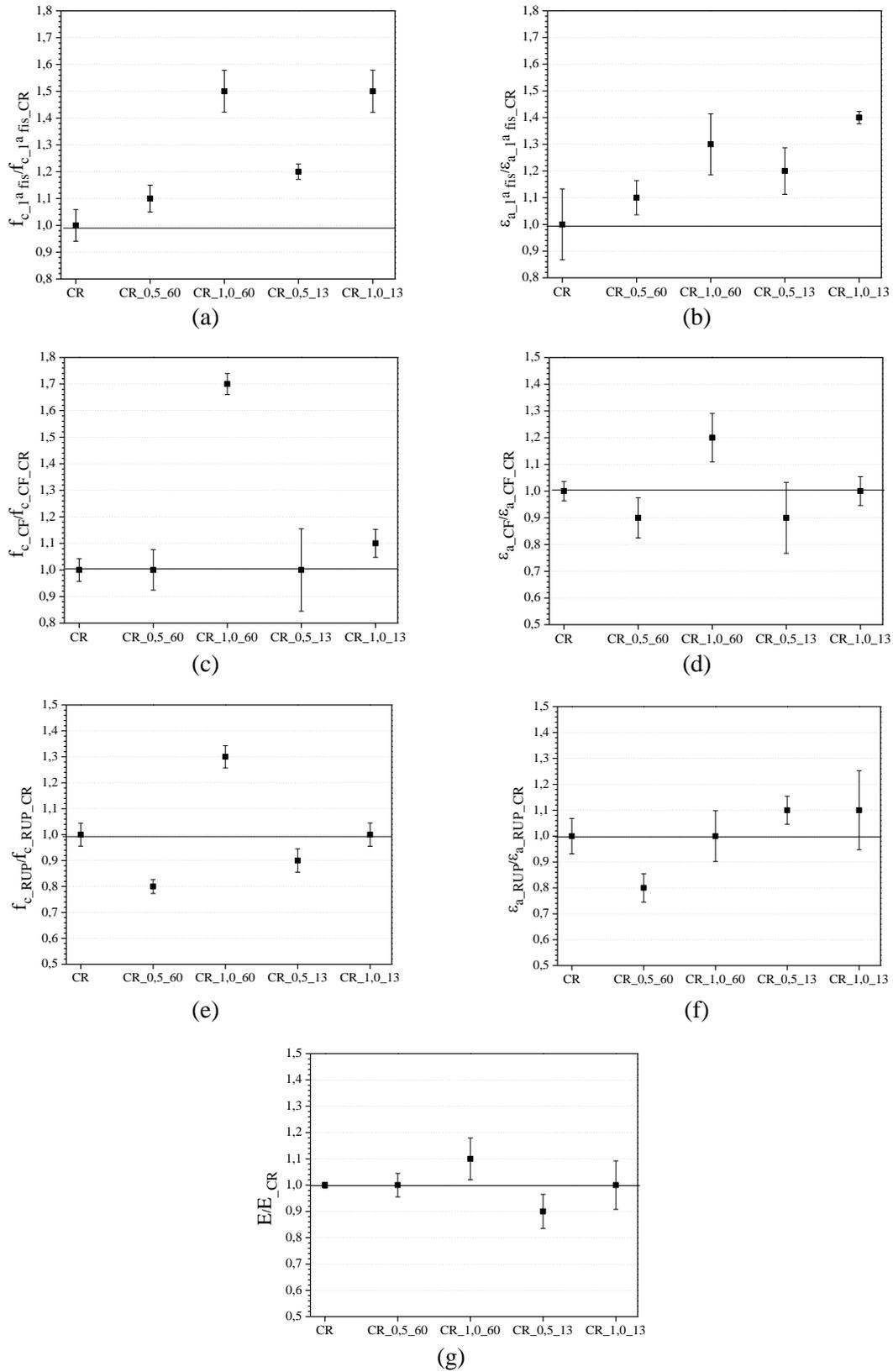


Figura 5.59 – Relação das propriedades entre os concretos reativos e o concreto reativo de referência: (a) tensão de primeira fissura; (b) deformação referente à tensão de primeira fissura; (c) tensão de coalescência de fissuras; (d) deformação referente à coalescência de fissuras; (e) tensão de ruptura; (f) deformação referente à tensão de ruptura; (g) módulo de elasticidade.

#### d. Avaliação dos concretos reativos após 365 dias de imersão na solução alcalina

A Figura 5.60 ilustra as curvas típicas de tensão *versus* deformação dos concretos reativos após 365 dias de imersão na solução de NaOH 1N.

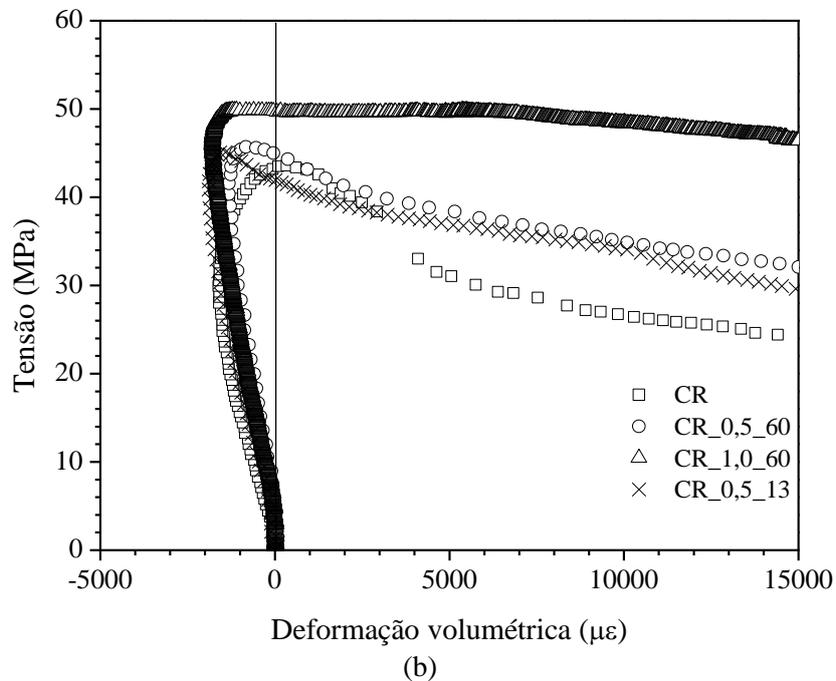
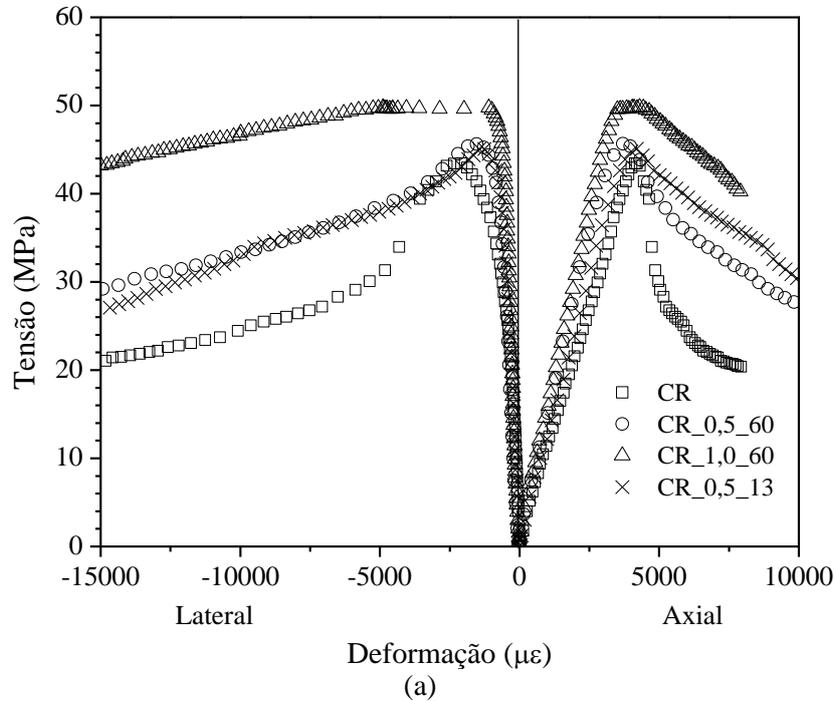


Figura 5.60 – Curva típica tensão *versus* deformação dos concretos reativos após 365 dias de imersão na solução de NaOH. (a) deformações axial e lateral; (b) deformação volumétrica.

A Tabela 5.17 apresenta os valores médios de resistência à compressão ( $f_c$ ) e deformação axial ( $\epsilon_a$ ), referentes à tensão de primeira fissura ( $f_{c\_1^f}$  e  $\epsilon_{a\_1^f}$ ), de coalescência de fissuras ( $f_{c\_CF}$  e  $\epsilon_{a\_CF}$ ) e de ruptura ( $f_{c\_Rup}$  e  $\epsilon_{a\_Rup}$ ), como também os valores médios de módulo de elasticidade (E), com seus respectivos coeficientes de variação (CV). Para esta idade de ensaio, ocorreu um problema na aquisição dos dados da mistura CR\_1,0\_13, portanto, não foi possível a obtenção dos resultados para esta mistura.

Tabela 5.17 – Valores médios de resistência à compressão, deformação axial e módulo de elasticidade, após 365 dias de imersão na solução de NaOH.

Misturas	$f_{c\_1^f}$ (MPa)	CV(%)	$\epsilon_{a\_1^f}$ ( $\mu\epsilon$ )	CV(%)	$f_{c\_CF}$ (MPa)	CV(%)	$\epsilon_{a\_CF}$ ( $\mu\epsilon$ )	CV(%)
CR	3,5	8,0	216	24,2	25,4	9,5	2392	7,8
CR_0,5_60	6,4	4,8	402	11,2	37,4	0,9	2815	6 7
CR_1,0_60	6,1	11,6	374	23,3	44,0	4,3	3197	5,1
CR_0,5_13	6,7	3,7	448	8,0	37,1	3,1	2997	3,5
CR_1,0_13	-	-	-	-	-	-	-	-

Misturas	$f_{c\_RUP}$ (MPa)	CV (%)	$\epsilon_{a\_RUP}$ ( $\mu\epsilon$ )	CV (%)	E (GPa)	CV (%)
CR	43,1	1,1	4174	5,2	16,4	0,2
CR_0,5_60	43,7	4,9	3679	5,1	14,5	9,0
CR_1,0_60	50,1	5,2	4118	11,6	19,8	3,6
CR_0,5_13	45,1	2,8	4255	5,2	16,2	4,9
CR_1,0_13	-	-	-	-	-	-

Para os resultados obtidos, os valores de tensão de primeira fissura encontrados para a idade após 365 dias de ataque alcalino mostraram que os concretos contendo reforço fibroso proporcionaram acréscimos nos valores de tensão (cerca de 80%) e deformação correspondente à primeira fissura do concreto reativo de referência. O aumento no valor da tensão de primeira fissura foi na ordem de 80%, enquanto que na deformação referente à tensão de primeira fissura foi de 87%, 73% e 101%, respectivamente para as misturas CR\_0,5\_60, CR\_1,0\_60 e CR\_0,5\_13.

Os concretos fibrosos também proporcionaram valores de tensão de coalescência de fissuras superiores aos do concreto reativo de referência ao final do ensaio. O melhor comportamento correspondeu à mistura CR\_1,0\_60, proporcionando aumento na ordem de 80% no valor de tensão de coalescência de fissura do concreto de referência. No caso da deformação referente à tensão de coalescência de fissura as misturas CR\_1,0\_60 e

CR\_0,5\_13 promoveram acréscimos de 34% e 25%, respectivamente, enquanto que a mistura CR\_0,5\_60 não alterou de forma estatisticamente significativa o valor de deformação do concreto de referência.

No que diz respeito à resistência à compressão, ao final do ensaio foi observado a mesma tendência da idade após 90 dias de imersão na solução de NaOH, a mistura CR\_1,0\_60 apresentou um aumento de 20% no valor da resistência à compressão do concreto de referência. Os demais concretos fibrosos utilizados, para esta idade de ensaio, não alteraram de forma estatisticamente significativa os valores de resistência à compressão do concreto de referência. Em relação a deformação referente à tensão de ruptura, foi verificado um decréscimo no valor de deformação do concreto reativo de referência quando 0,5% de fibras de 60 mm foram utilizadas. Já para as misturas CR\_1,0\_60 e CR\_0,5\_13, não foram verificadas diferenças estatisticamente significativas em relação ao valor de deformação de ruptura do concreto de referência CR.

Em relação aos valores de módulo de elasticidade, observou-se que mistura CR\_1,0\_60 apresentou um acréscimo no valor da rigidez do concreto de referência, enquanto que os valores de módulo de elasticidade das misturas CR\_0,5\_60 e CR\_0,5\_13 não apresentaram diferenças estatisticamente significativas em relação ao valor de rigidez obtido para a matriz de referência.

O comportamento dos concretos contendo reforço fibroso em relação ao concreto reativo de referência pode ser observado de forma mais simplificada pela Figura 5.61, a qual ilustra a relação entre as propriedades dos concretos reativos e o concreto de referência ao final do ensaio.

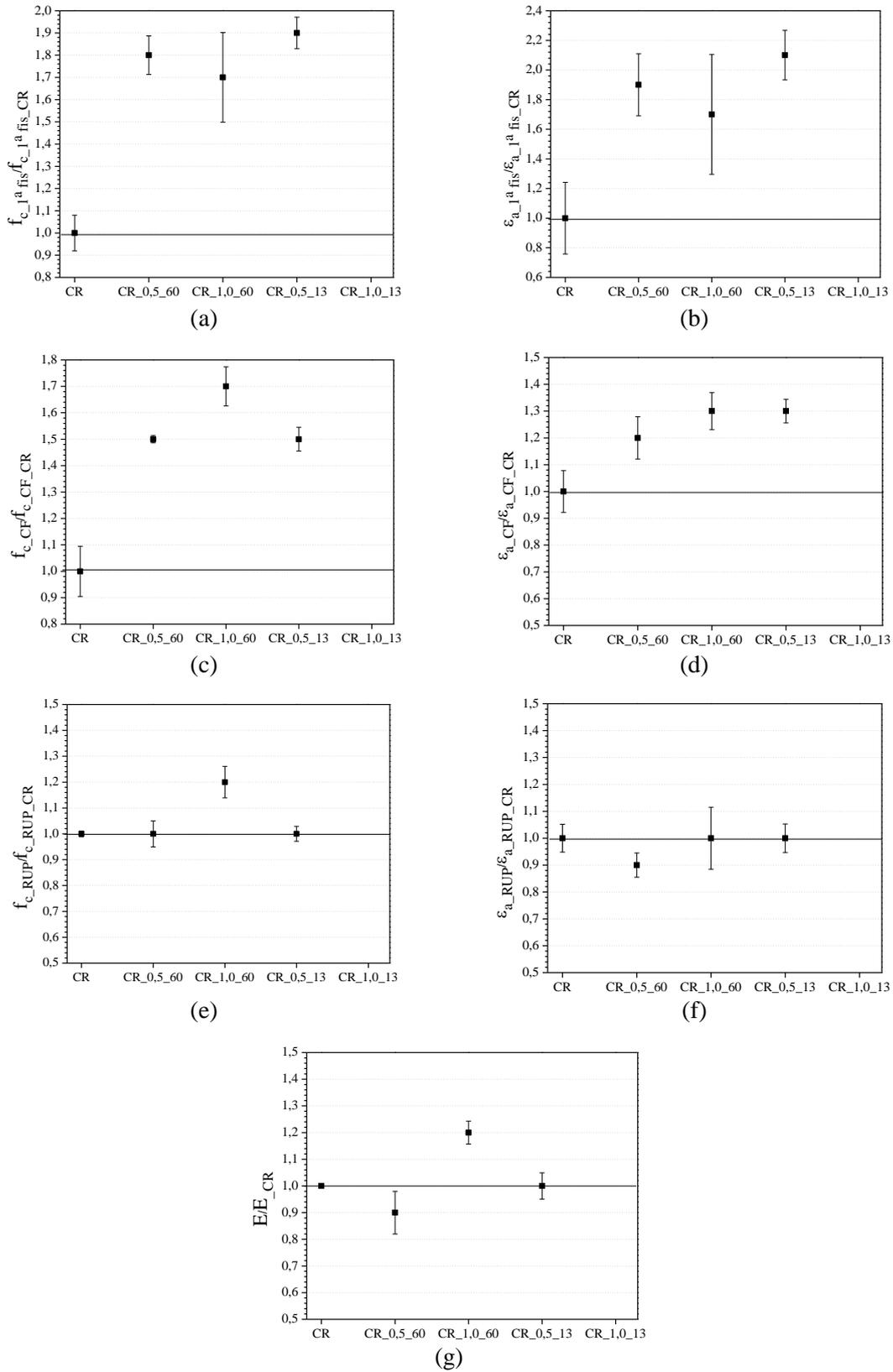
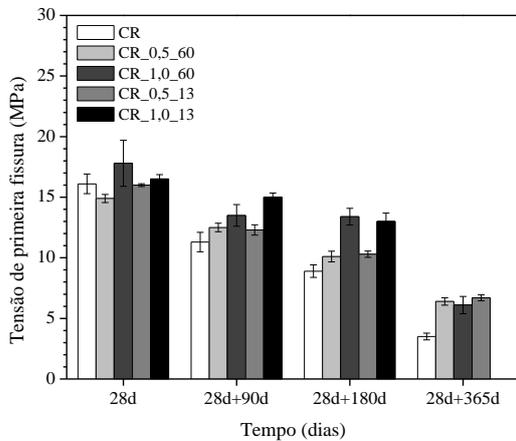


Figura 5.61 – Relação das propriedades entre os concretos reativos e o concreto reativo de referência: (a) tensão de primeira fissura; (b) deformação referente à tensão de primeira fissura; (c) tensão de coalescência de fissuras; (d) deformação referente à coalescência de fissuras; (e) tensão de ruptura; (f) deformação referente à tensão de ruptura; (g) módulo de elasticidade.

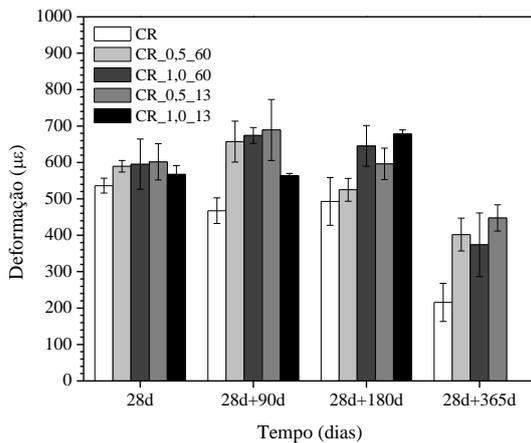
**e. Evolução do ensaio de compressão axial dos concretos reativos com o ataque da RAA**

As figuras a seguir (Figura 5.62 à Figura 5.68) mostram a evolução das propriedades dos concretos reativos obtidas no ensaio de compressão axial com o desenvolvimento da reação álcali agregado, como também tabela normalizada da relação entre as propriedades dos concretos nas idades de ensaio e na idade de referência, após 28 dias de cura na câmara úmida, antes de serem submetidos à solução de NaOH 1N.



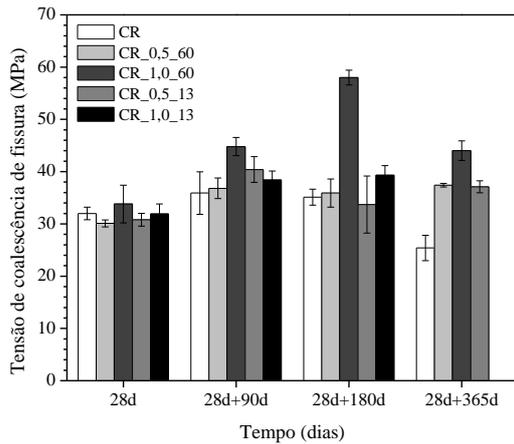
Misturas	28d	28d+90d	28d+180d	28d+365d
CR	1,00	0,70	0,55	0,22
CR_0,5_60	1,00	0,84	0,68	0,43
CR_1,0_60	1,00	0,76	0,75	0,34
CR_0,5_13	1,00	0,77	0,64	0,42
CR_1,0_13	1,00	0,91	0,79	-

Figura 5.62 – Evolução da tensão de primeira fissura dos concretos reativos com o ataque da RAA.



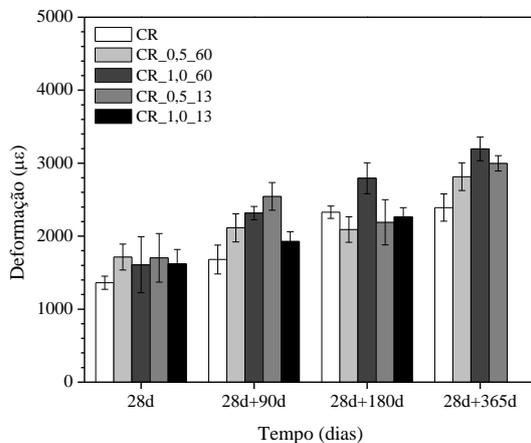
Misturas	28d	28d+90d	28d+180d	28d+365d
CR	1,00	0,87	0,92	0,40
CR_0,5_60	1,00	1,11	0,89	0,68
CR_1,0_60	1,00	1,13	1,08	0,63
CR_0,5_13	1,00	1,15	0,99	0,64
CR_1,0_13	1,00	0,99	1,20	-

Figura 5.63 – Evolução da deformação correspondente à tensão de primeira fissura dos concretos reativos com o ataque da RAA.



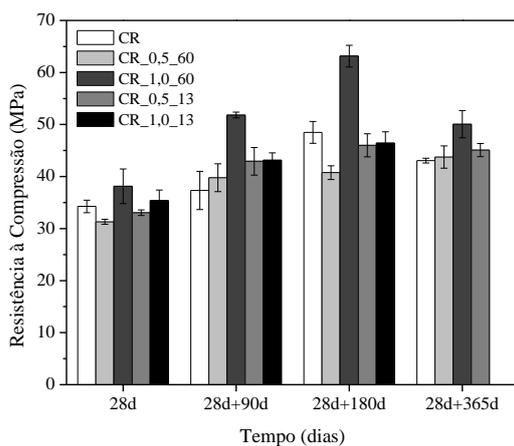
Misturas	28d	28d+90d	28d+180d	28d+365d
CR	1,00	1,12	1,10	0,79
CR_0,5_60	1,00	1,22	1,19	1,24
CR_1,0_60	1,00	1,33	1,72	1,30
CR_0,5_13	1,00	1,31	1,10	1,21
CR_1,0_13	1,00	1,20	1,23	-

Figura 5.64 – Evolução da tensão de coalescência de fissura dos concretos reativos com o ataque da RAA.



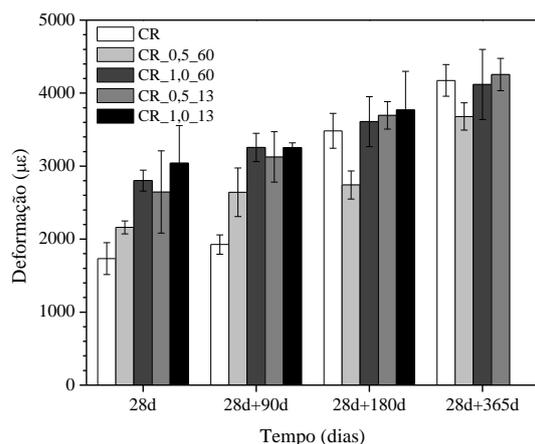
Misturas	28d	28d+90d	28d+180d	28d+365d
CR	1,00	1,23	1,71	1,76
CR_0,5_60	1,00	1,23	1,22	1,64
CR_1,0_60	1,00	1,44	1,74	1,99
CR_0,5_13	1,00	1,49	1,29	1,76
CR_1,0_13	1,00	1,19	1,40	-

Figura 5.65 – Evolução da deformação correspondente à tensão de coalescência de fissura dos concretos reativos com o ataque da RAA.



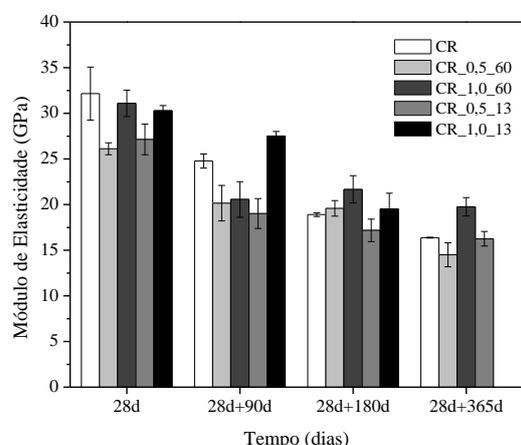
Misturas	28d	28d+90d	28d+180d	28d+365d
CR	1,00	1,09	1,42	1,26
CR_0,5_60	1,00	1,27	1,30	1,40
CR_1,0_60	1,00	1,36	1,66	1,31
CR_0,5_13	1,00	1,30	1,39	1,36
CR_1,0_13	1,00	1,22	1,31	-

Figura 5.66 – Evolução da tensão de ruptura dos concretos reativos com o ataque da RAA.



Misturas	28d	28d+90d	28d+180d	28d+365d
CR	1,00	1,11	2,01	2,41
CR_0,5_60	1,00	1,22	1,27	1,70
CR_1,0_60	1,00	1,16	1,29	1,47
CR_0,5_13	1,00	1,18	1,40	1,61
CR_1,0_13	1,00	1,07	1,24	-

Figura 5.67 – Evolução da deformação correspondente à tensão de ruptura dos concretos reativos com o ataque da RAA.



Misturas	28d	28d+90d	28d+180d	28d+365d
CR	1,00	0,77	0,59	0,51
CR_0,5_60	1,00	0,77	0,75	0,55
CR_1,0_60	1,00	0,66	0,70	0,64
CR_0,5_13	1,00	0,70	0,63	0,60
CR_1,0_13	1,00	0,91	0,64	-

Figura 5.68 – Evolução do módulo de elasticidade dos concretos reativos com o ataque da RAA.

De um modo geral, em cada idade estudada, pode-se observar que a deterioração provocada pela reação álcali-agregado teve maior proporção no concreto reativo de referência sem fibras quando comparado aos concretos reativos fibrosos, para todas as propriedades analisadas no ensaio de compressão axial.

No que diz respeito à evolução da tensão de ruptura com o ataque da RAA (Figura 5.66), observa-se que da idade após 28 dias na câmara úmida até 90 dias de imersão na solução de NaOH, em todos os concretos reativos ocorre um acréscimo no valor de resistência à compressão das misturas, devido ao processo de hidratação, da mesma forma como foi verificada em (CARVALHO, 2010), explicada por (DE LARRARD, 1999). Estes acréscimos corresponderam a 9%, 27%, 36%, 30% e 22%, respectivamente, para as misturas CR; CR\_0,5\_60; CR\_1,0\_60; CR\_0,5\_13 e CR\_1,0\_13. Para a mistura CR, após 180 dias de imersão na solução de NaOH foi

observado um novo aumento na resistência à compressão, e ao final do ensaio, uma redução no valor da resistência em relação à idade anterior. Para os concretos fibrosos, CR\_0,5\_60, CR\_0,5\_13 e CR\_1,0\_13 (a mistura CR\_1,0\_60 na idade de 180 dias correspondeu a uma segunda moldagem, portanto não pode ser comparada com as demais idades) observou-se o mesmo comportamento em todas as misturas, na idade após 180 dias de imersão, os valores de resistência à compressão permaneceram estatisticamente inalterados até o final do ensaio. O resultado obtido indica que a presença das fibras de aço foi eficiente no controle da redução da resistência à compressão que o produto da RAA proporcionou ao concreto de referência após 365 dias submetidos ao ataque alcalino.

Em relação aos valores de módulo de elasticidade (Figura 5.68), pode ser observado que da idade após 28 dias na câmara úmida até 90 dias de imersão na solução de NaOH, ocorreu uma redução nos valores de módulo de elasticidade de todas as misturas, correspondente à microfissuração devido à RAA. Estas reduções corresponderam a 23% para as misturas CR e CR\_0,5\_60, e 34%, 30% e 9%, respectivamente, para as misturas CR\_1,0\_60, CR\_0,5\_13 e CR\_1,0\_13. Para a mistura CR, na idade após 180 dias de imersão na solução de NaOH ocorre novamente uma diminuição na rigidez do concreto relativo de referência que também pode ser observada ao final do ensaio. As misturas CR\_0,5\_60, CR\_1,0\_60 e CR\_0,5\_13 apresentaram o mesmo comportamento, após 180 dias de imersão, os valores de rigidez destes concretos fibrosos permaneceram inalterados até o final do ensaio. Para estas misturas, observou-se que não ocorreu a retardação da fissuração, no entanto, os resultados indicam que as fibras de aço foram capazes de controlar a propagação das fissuras. No caso da mistura CR\_1,0\_13, por ter apresentado uma pequena redução no valor do módulo aos 90 dias de imersão na solução de NaOH, pode ter ocorrido o controle na abertura das fissuras, porém, aos 180 dias, ocorreu novamente uma redução no valor do módulo de elasticidade, indicando a microfissuração da matriz, reduzindo o módulo de elasticidade à mesma magnitude dos demais concretos fibrosos.

### 5.3.4.2 Ensaio de tração na flexão

#### a. Avaliação dos concretos reativos após 28 dias na câmara úmida

As curvas típicas de carga *versus* deslocamento do ensaio experimental de resistência à flexão dos concretos reativos, avaliados após 28 dias na câmara úmida, encontram-se na Figura 5.69.

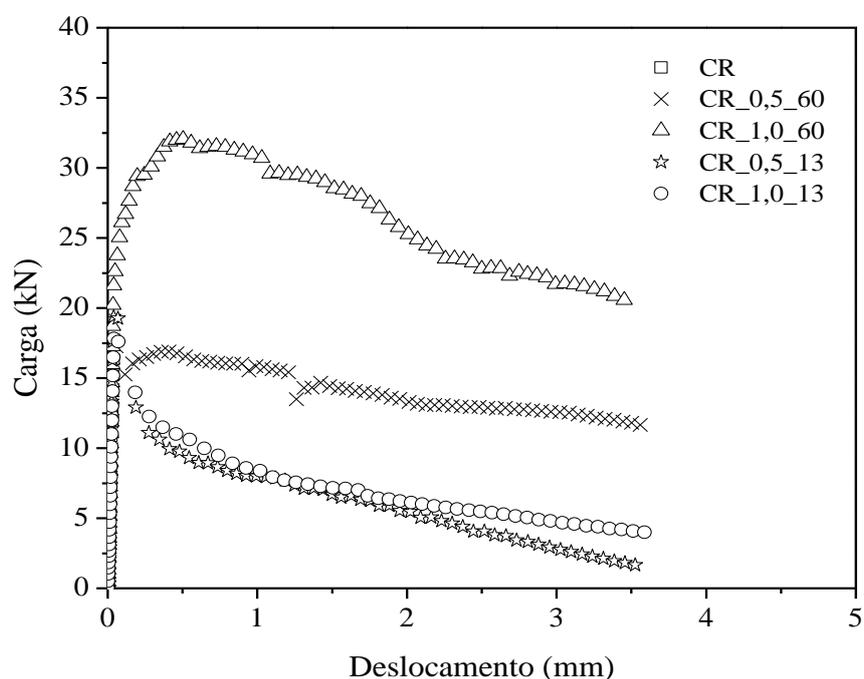


Figura 5.69 – Curvas típicas carga *versus* deslocamento obtidas pelo ensaio de flexão nos concretos reativos aos 28 dias de cura na câmara úmida.

Na Tabela 5.18 são apresentados os resultados experimentais médios com seus respectivos coeficientes de variação, de resistência à flexão de primeira fissura ( $\sigma_{cr}$ ) e de máxima resistência pós-fissuração ( $\sigma_u$ ), assim como de deflexão de primeira fissura ( $\delta_{cr}$ ) e de deflexão na tensão de pico ( $\delta_u$ ) para as misturas de concreto após 28 dias de moldagem, antes de serem submetidos à aceleração da reação expansiva.

Tabela 5.18 – Resultados experimentais médios dos ensaios de flexão, após 28 dias na câmara úmida.

Misturas	Tensão de Primeira Fissura				Máxima Tensão Pós-Fissuração			
	$\sigma_{cr}$ (MPa)	CV (%)	$\delta_{cr}$ (mm)	CV (%)	$\sigma_u$ (MPa)	CV (%)	$\delta_u$ (mm)	CV (%)
CR	4,7	7,6	0,036	1,2	5,6	6,7	0,048	4,8
CR_0,5_60	4,4	2,1	0,034	13,2	5,7	13,8	0,051	17,7
CR_1,0_60	5,4	5,2	0,036	9,9	8,9	21,1	0,622	25,6
CR_0,5_13	4,7	6,4	0,033	10,9	6,4	7,3	0,061	30,9
CR_1,0_13	5,0	9,9	0,038	1,6	6,2	14,7	0,057	17,4

Através dos resultados, obtidos pelo ensaio de flexão em quatro pontos, na idade de 28 dias, de acordo com a Tabela 5.18, observa-se que, quando se substitui o concreto de referência pelos teores de reforço fibroso utilizados no presente estudo, não ocorreu mudança estatisticamente significativa, ao nível de 5% de probabilidade, no valor referente à tensão de primeira fissura do concreto de referência. Em relação aos valores de deslocamentos referentes à tensão de primeira fissura, de acordo com a ANOVA, o emprego de 1% de fibras de 13 mm de comprimento acarretou em um leve aumento de 6% no valor de deslocamento referente à tensão de primeira fissura do concreto de referência. No caso das demais misturas fibrosas os valores obtidos para esta propriedade não apresentaram alterações estatisticamente significativas em relação ao concreto de referência.

Em relação à máxima tensão pós-fissuração das misturas, apenas quando se substitui o teor de 1% de fibras de aço de 60 mm de comprimento no concreto de referência é verificado um aumento significativo, da ordem de 60%, no valor do módulo de ruptura do CR. Observa-se o mesmo comportamento quando se refere ao deslocamento correspondente à máxima tensão pós-fissuração. O aumento no valor da matriz de referência só é considerado estatisticamente significativo para os valores obtidos na mistura CR\_1,0\_60. Para as demais misturas fibrosas, os valores obtidos para a máxima tensão pós-fissuração e deslocamento correspondente à máxima tensão pós-fissuração não apresentaram alterações estatisticamente significativas em relação aos valores obtidos para o CR.

É possível observar de forma mais simplificada o comportamento dos concretos reforçados com fibras de aço em relação ao concreto reativo de referência através da Figura 5.70, a qual ilustra a relação entre as propriedades dos concretos reativos e o

concreto de referência obtida, pelo ensaio de flexão em quatro pontos, após 28 dias na câmara úmida.

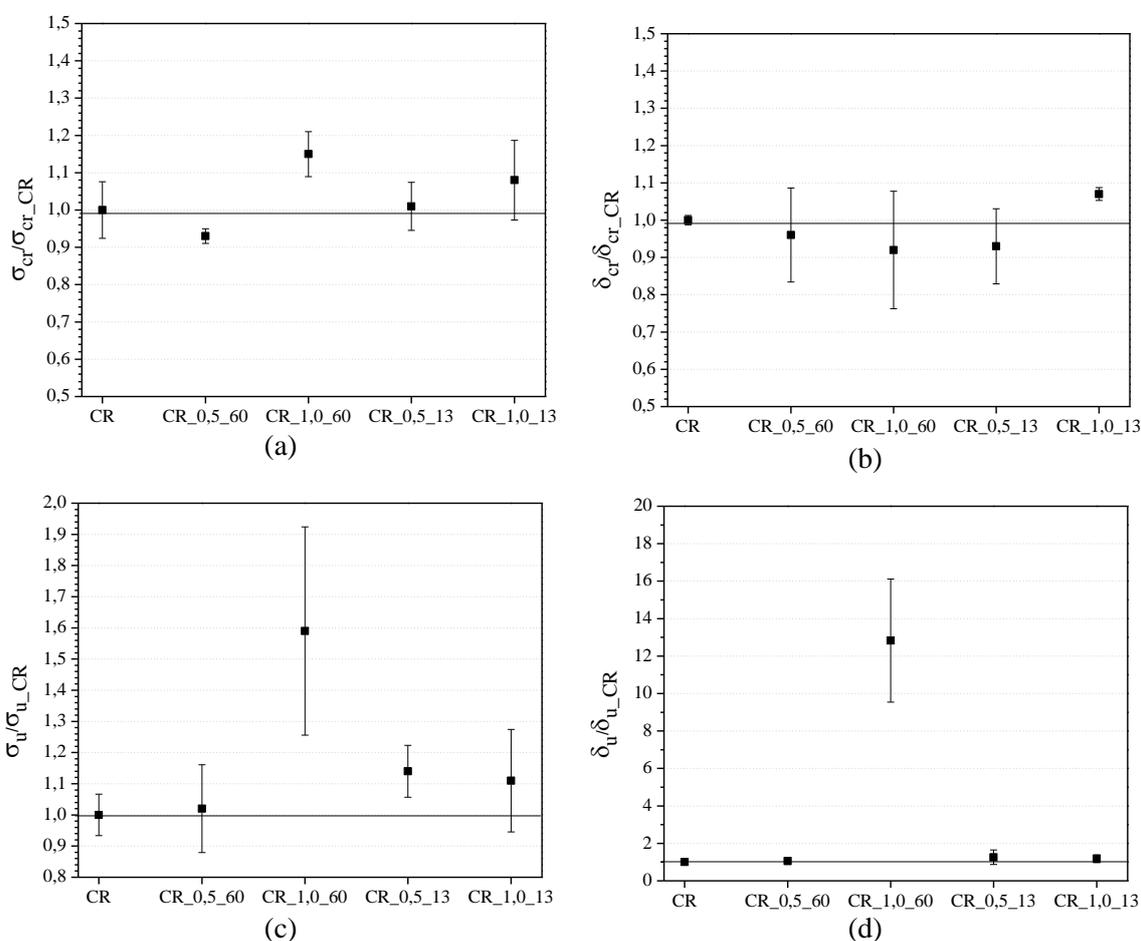


Figura 5.70 – Relação das propriedades entre os concretos reativos e o concreto reativo de referência: (a) tensão de primeira fissura; (b) deslocamento referente à tensão de primeira fissura; (c) módulo de ruptura; (d) deslocamento referente ao módulo de ruptura.

Assim como foi observado nos resultados do ensaio de compressão axial, o mesmo comportamento ocorreu nos resultados obtidos pelo ensaio de flexão em quatro pontos, a adição do reforço fibroso não proporcionou melhoras significativas nas propriedades analisadas pelo ensaio de flexão, como aconteceu em trabalhos anteriores (VELASCO, 2008 e MARANGON, 2011). A função de “ponte” de transferência das tensões que as fibras desenvolvem após a fissuração da matriz nos concretos contendo reforço fibroso não proporcionou melhoras significativas nas propriedades quando comparados ao concreto de referência sem reforço fibroso. Este comportamento também pode estar associado à constituição dos finos no teor de argamassa do concreto produzido no presente estudo.

## b. Avaliação dos concretos reativos após 90 dias de imersão na solução de NaOH

A Figura 5.71 mostra as curvas típicas de carga *versus* deslocamento dos concretos reativos, avaliados após 90 dias de imersão na solução de hidróxido de sódio. Os resultados experimentais médios com seus respectivos coeficientes de variação, de resistência à flexão de primeira fissura ( $\sigma_{cr}$ ) e de máxima resistência pós-fissura ( $\sigma_u$ ), assim como de deflexão de primeira fissura ( $\delta_{cr}$ ) e de deflexão na tensão de pico ( $\delta_u$ ) destas misturas são apresentados na Tabela 5.19.

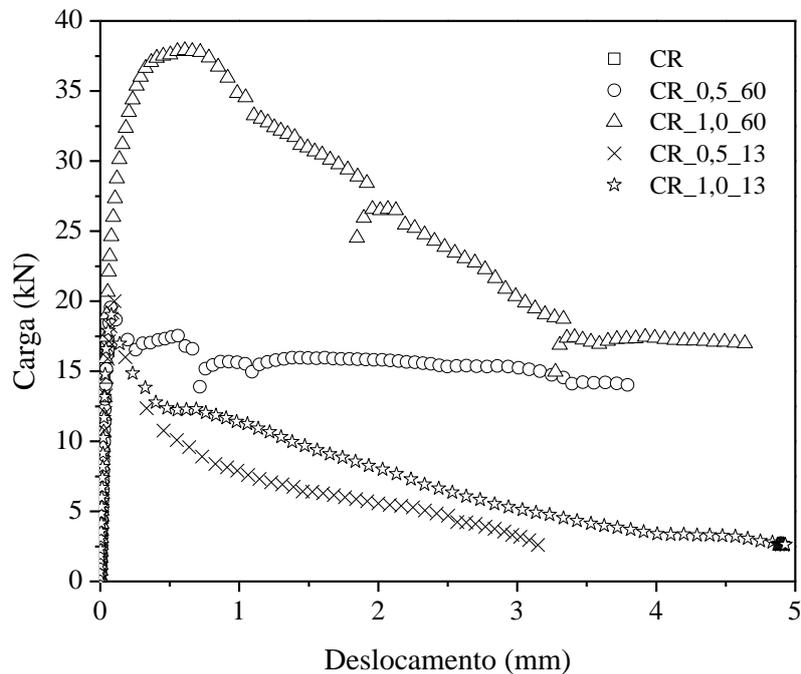


Figura 5.71 – Curvas típicas carga *versus* deslocamento obtidas pelo ensaio de flexão dos concretos após 90 dias de imersão na solução de NaOH.

Tabela 5.19 – Resultados experimentais médios dos ensaios de flexão, 90 dias após serem submetidas à solução de NaOH.

Misturas	Tensão de Primeira Fissura				Máxima Tensão Pós-Fissuração			
	$\sigma_{cr}$ (MPa)	CV (%)	$\delta_{cr}$ (mm)	CV (%)	$\sigma_u$ (MPa)	CV (%)	$\delta_u$ (mm)	CV (%)
CR	3,0	16,0	0,027	20,9	4,9	12,0	0,063	23,4
CR_0,5_60	3,6	3,3	0,034	6,4	6,0	4,7	0,092	6,3
CR_1,0_60	4,3	4,1	0,037	16,6	11,2	21,0	0,518	31,3
CR_0,5_13	3,5	6,0	0,033	4,9	5,8	4,2	0,107	3,8
CR_1,0_13	3,7	3,6	0,032	11,6	5,9	8,1	0,092	9,2

Após 90 dias de imersão na solução alcalina, os resultados obtidos pelo ensaio de flexão em quatro pontos indicaram que em relação à tensão de primeira fissura,

apenas a mistura CR\_1,0\_60 apresentou um acréscimo de 43% em relação ao valor de tensão de primeira fissura do concreto de referência CR. Para os demais concretos fibrosos, de acordo com a ANOVA, os valores encontrados não apresentaram mudanças estatisticamente significativas em relação ao CR. No que se refere ao deslocamento correspondente à tensão de primeira fissura, após 90 dias de imersão na solução alcalina, a utilização das fibras de aço não alterou de forma estatisticamente significativa os valores obtidos para o concreto de referência.

No que diz respeito à máxima tensão pós-fissuração, apenas as misturas reforçadas com fibras de aço de 60 mm apresentaram acréscimos de 22% e 129% no módulo de ruptura quando o volume de concreto de referência foi substituído pelos teores de 0,5% e 1,0%, respectivamente. As misturas reforçadas com fibras de 13 mm não promoveram alterações no valor de módulo de ruptura do concreto de referência para esta idade. Em relação aos valores de deslocamento correspondente à máxima tensão pós-fissuração, todas as misturas fibrosas apresentaram um acréscimo em seus valores quando comparados com a matriz, principalmente quando o teor de 1,0% de fibras de 60 mm de comprimento foi utilizado.

Pode-se observar o comportamento dos concretos contendo reforço fibroso em relação ao concreto reativo de referência pela Figura 5.72, a qual ilustra a relação entre as propriedades dos concretos reativos e o concreto de referência após 90 dias de imersão na solução de NaOH.

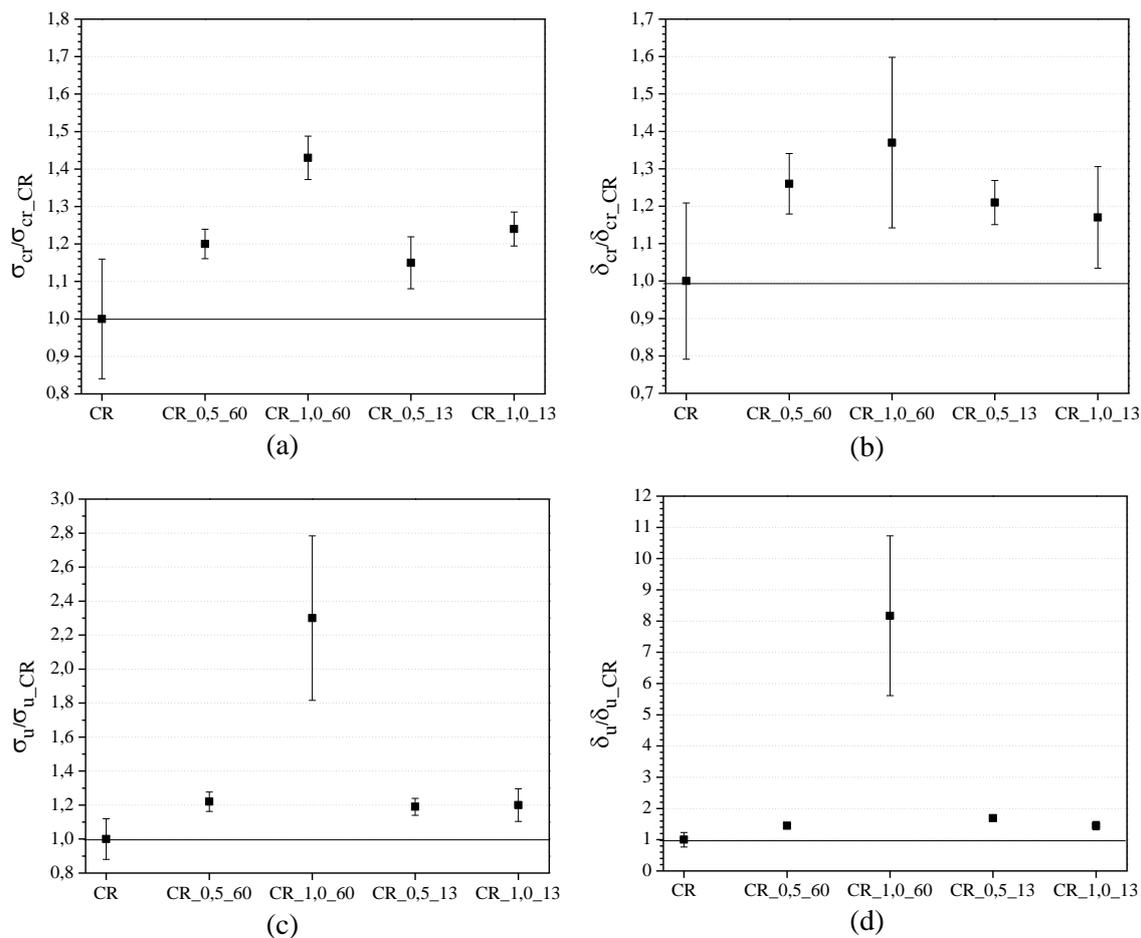


Figura 5.72 – Relação das propriedades entre os concretos reativos e o concreto reativo de referência: (a) tensão de primeira fissura; (b) deslocamento referente à tensão de primeira fissura; (c) módulo de ruptura; (d) deslocamento referente ao módulo de ruptura.

### c. Avaliação dos concretos reativos após 180 dias de imersão na solução de NaOH

As curvas típicas de carga *versus* deslocamento do ensaio de flexão em quatro pontos dos concretos reativos na idade após 180 dias de imersão na solução de hidróxido de sódio são apresentadas na Figura 5.73. Na Tabela 5.20 encontram-se os resultados experimentais médios com seus respectivos coeficientes de variação, de resistência à flexão de primeira fissura ( $\sigma_{cr}$ ) e de máxima resistência pós-fissura ( $\sigma_u$ ), assim como de deflexão de primeira fissura ( $\delta_{cr}$ ) e de deflexão na tensão de pico ( $\delta_u$ ) destas misturas na referida idade de ensaio.

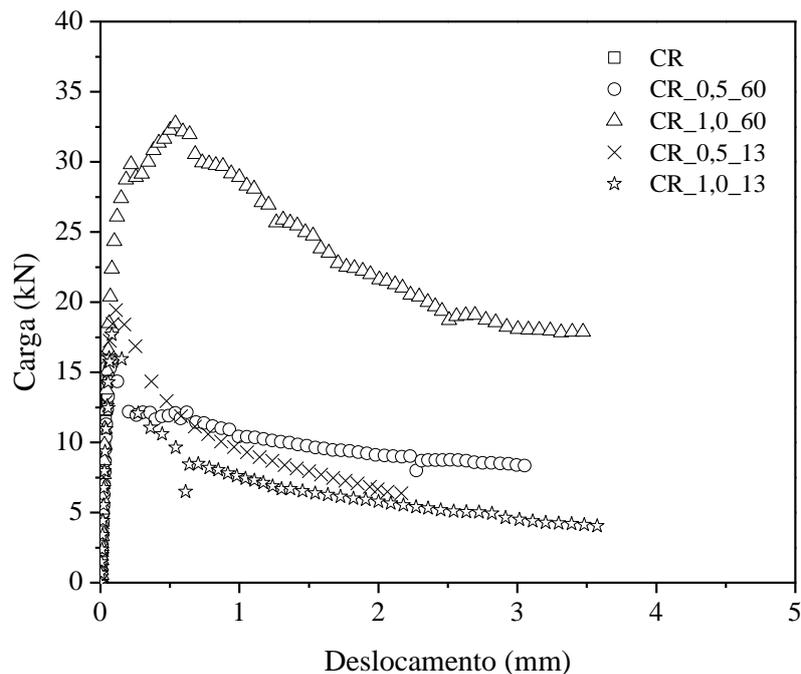


Figura 5.73 – Curvas típicas carga *versus* deslocamento obtidas pelo ensaio de flexão dos concretos após 180 dias de imersão na solução de NaOH.

Tabela 5.20 – Resultados experimentais médios dos ensaios de flexão, 180 dias após serem submetidas à solução de NaOH.

Misturas	Tensão de Primeira Fissura				Máxima Tensão Pós-Fissuração			
	$\sigma_{cr}$ (MPa)	CV (%)	$\delta_{cr}$ (mm)	CV (%)	$\sigma_u$ (MPa)	CV (%)	$\delta_u$ (mm)	CV (%)
CR	2,9	1,8	0,032	11,3	4,9	13,5	0,081	16,4
CR_0,5_60	3,3	1,4	0,042	1,0	5,5	11,7	0,089	11,3
CR_1,0_60	4,5	2,3	0,047	15,5	10,1	15,7	0,661	13,3
CR_0,5_13	3,4	7,9	0,039	13,1	5,8	7,3	0,121	17,1
CR_1,0_13	3,3	5,2	0,038	9,1	5,2	10,9	0,114	21,7

De acordo com os dados apresentados na Tabela 5.20, todos os concretos reforçados com fibras promoveram acréscimos no valor de tensão de primeira fissura do concreto de referência na idade após 180 dias aceleração da RAA. Para os concretos reforçados com fibras de 60 mm de comprimento, observou-se um aumento de 14% e 55%, respectivamente, nos teores de 0,5% e 1,0% em substituição do volume de concreto. Já para os concretos reforçados com a fibra mais curta, o aumento foi de aproximadamente 17% e 14%, respectivamente para os teores de 0,5% e 1,0% em substituição do volume de concreto. Em relação ao deslocamento referente à tensão de primeira fissura, os concretos reforçados com fibras de 60 mm apresentaram acréscimos nos valores de deformação do concreto de referência. Foi observado um aumento de

31% e 47% quando utilizados os teores de 0,5% e 1,0%, respectivamente, de fibras em substituição ao volume de concreto. Já para os concretos contendo fibras de aço de 13 mm de comprimento, os valores obtidos para deslocamento correspondente à tensão de primeira fissura não são estatisticamente diferentes do valor obtido para o CR.

Foi observado que para os valores referentes à máxima tensão pós-fissuração, apenas a mistura CR\_1,0\_60 promoveu um aumento de 106% no valor do módulo de ruptura do concreto de referência. Para os demais concretos fibrosos produzidos não houve mudança estatisticamente significativa no valor de máxima tensão pós-fissuração do concreto de referência CR.. O mesmo comportamento pode ser notado para os valores obtidos relativos de deslocamento referente à máxima tensão pós-fissuração. A mistura CR\_1,0\_60 apresentou um valor de deslocamento 8 vezes maior do que o valor obtido para o concreto de referência, enquanto que as demais misturas fibrosas não apresentaram mudanças estatisticamente significativas no valor de deslocamento referente à máxima tensão pós-fissuração do concreto reativo de referência.

O comportamento dos concretos contendo reforço fibroso em relação ao concreto reativo de referência após 180 dias de imersão na solução de NaOH pode ser observado pela Figura 5.74, a qual ilustra a relação entre as propriedades dos concretos reativos e o concreto de referência ao final do ensaio.

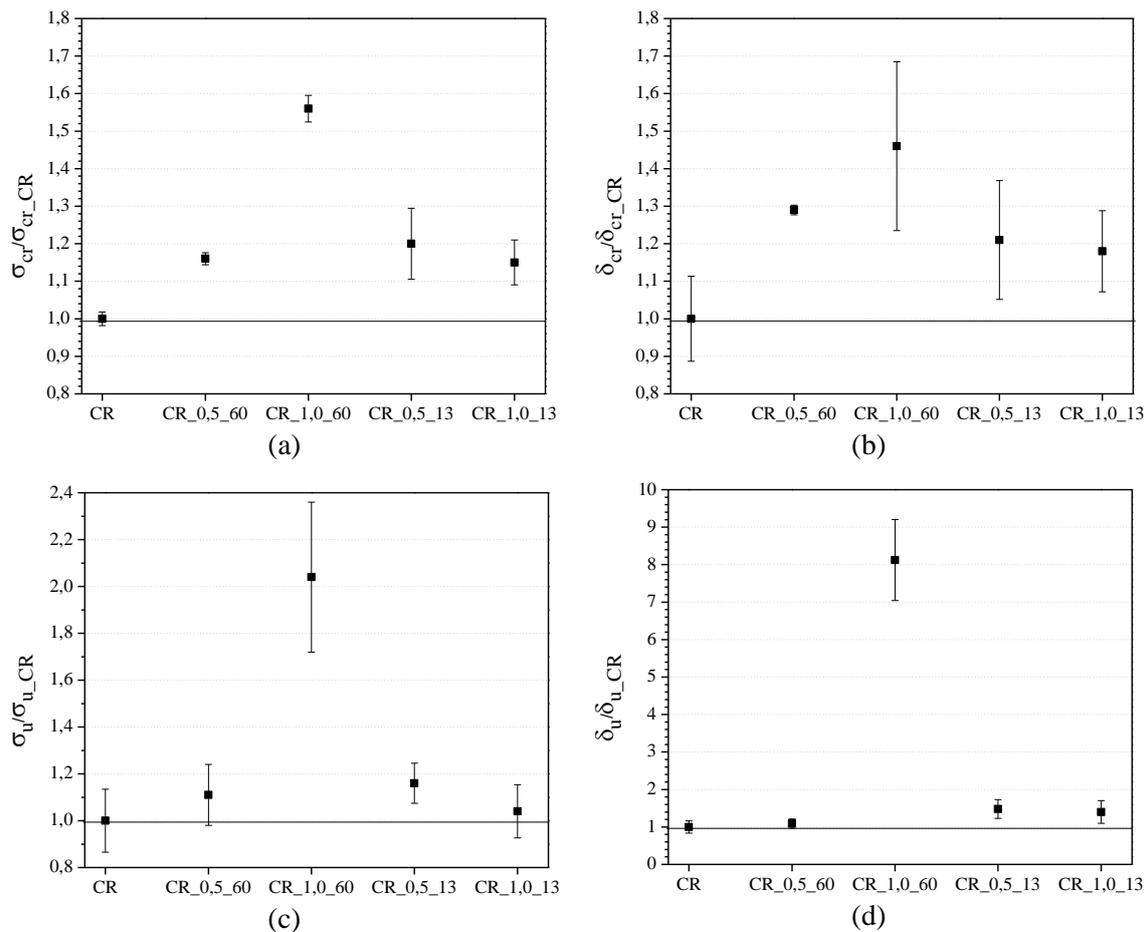


Figura 5.74 – Relação das propriedades entre os concretos reativos e o concreto reativo de referência: (a) tensão de primeira fissura; (b) deslocamento referente à tensão de primeira fissura; (c) módulo de ruptura; (d) deslocamento referente ao módulo de ruptura.

#### d. Avaliação dos concretos reativos após 365 dias de imersão na solução de NaOH

A Figura 5.75 ilustra as curvas típicas de carga *versus* deslocamento do ensaio de flexão em quatro pontos dos concretos reativos CR, CR\_0,5\_60, CR\_1,0\_60, CR\_0,5\_13 e CR\_1,0\_13 na idade após 365 dias de imersão na solução de hidróxido de sódio. Os resultados experimentais médios com seus respectivos coeficientes de variação, de resistência à flexão de primeira fissura ( $\sigma_{cr}$ ) e de máxima resistência pós-fissura ( $\sigma_u$ ), assim como de deflexão de primeira fissura ( $\delta_{cr}$ ) e de deflexão na tensão de pico ( $\delta_u$ ) destas misturas são encontrados na Tabela 5.21.

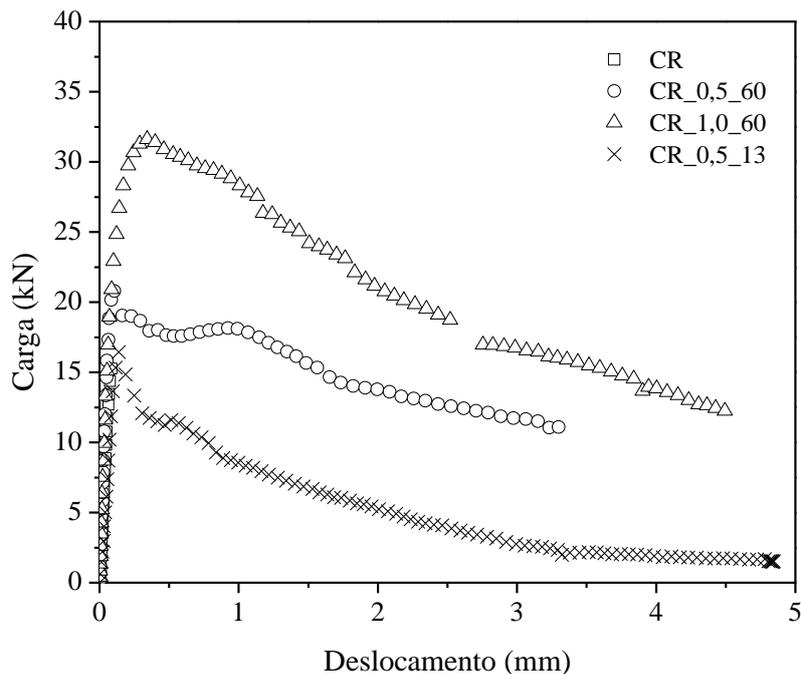


Figura 5.75 – Curvas típicas carga *versus* deslocamento obtidas pelo ensaio de flexão dos concretos após 365 dias de imersão na solução de NaOH.

Tabela 5.21 – Resultados experimentais médios dos ensaios de flexão, 365 dias após serem submetidas à solução de NaOH.

Misturas	Tensão de Primeira Fissura				Máxima Tensão Pós-Fissuração			
	$\sigma_{cr}$ (MPa)	CV (%)	$\delta_{cr}$ (mm)	CV (%)	$\sigma_u$ (MPa)	CV (%)	$\delta_u$ (mm)	CV (%)
CR	2,5	9,2	0,034	6,9	4,7	1,5	0,084	12,9
CR_0,5_60	3,4	2,9	0,030	19,2	6,3	0,4	0,111	30,5
CR_1,0_60	4,2	-	0,047	-	9,4	4,7	0,444	24,1
CR_0,5_13	3,3	2,3	0,065	33,0	5,1	18,0	0,123	5,6
CR_1,0_13	-	-	-	-	-	-	-	-

Na idade após 365 dias de imersão dos concretos reativos na solução de hidróxido de sódio pode-se observar que, em relação à tensão de primeira fissura, todos os concretos contendo reforço fibroso proporcionou um acréscimo no valor de tensão de primeira fissura do concreto de referência. Este aumento correspondeu a 60% e 68% para as misturas CR\_0,5\_60 e CR\_1,0\_60, respectivamente, e 22% para a mistura CR\_0,5\_13. Em relação aos valores obtidos de deslocamento referente à tensão de primeira fissura, de acordo com a análise estatística, os concretos fibrosos não apresentaram mudanças estatisticamente significativas no valor obtido para o concreto de referência.

No que se refere à máxima tensão pós-fissuração, ao final do ensaio, apenas as misturas reforçadas com fibras de 60 mm apresentaram um ganho um no valor de módulo de ruptura do CR. Esse aumento correspondeu a 34% para o teor volumétrico de 0,5% e apresentou o dobro do valor quando o teor de 1% foi utilizado. Para a mistura CR\_0,5\_13 não foi verificada mudança estatisticamente significativa para esta propriedade. Para os valores obtidos de deslocamento referente à máxima tensão pós-fissuração, a mistura CR\_1,0\_60 apresentou resultado 5 vezes maior que o concreto de referência, enquanto que a mistura CR\_0,5\_60 não apresentou mudança significativa no valor de deslocamento do CR. A mistura CR\_0,5\_13 proporcionou um aumento de 46% no valor de deslocamento referente à máxima tensão pós-fissuração do concreto de referência.

O comportamento dos concretos contendo reforço fibroso em relação ao concreto reativo de referência pode ser observado de forma mais simplificada pela Figura 5.76, a qual ilustra a relação entre as propriedades dos concretos reativos e o concreto de referência ao final do ensaio.

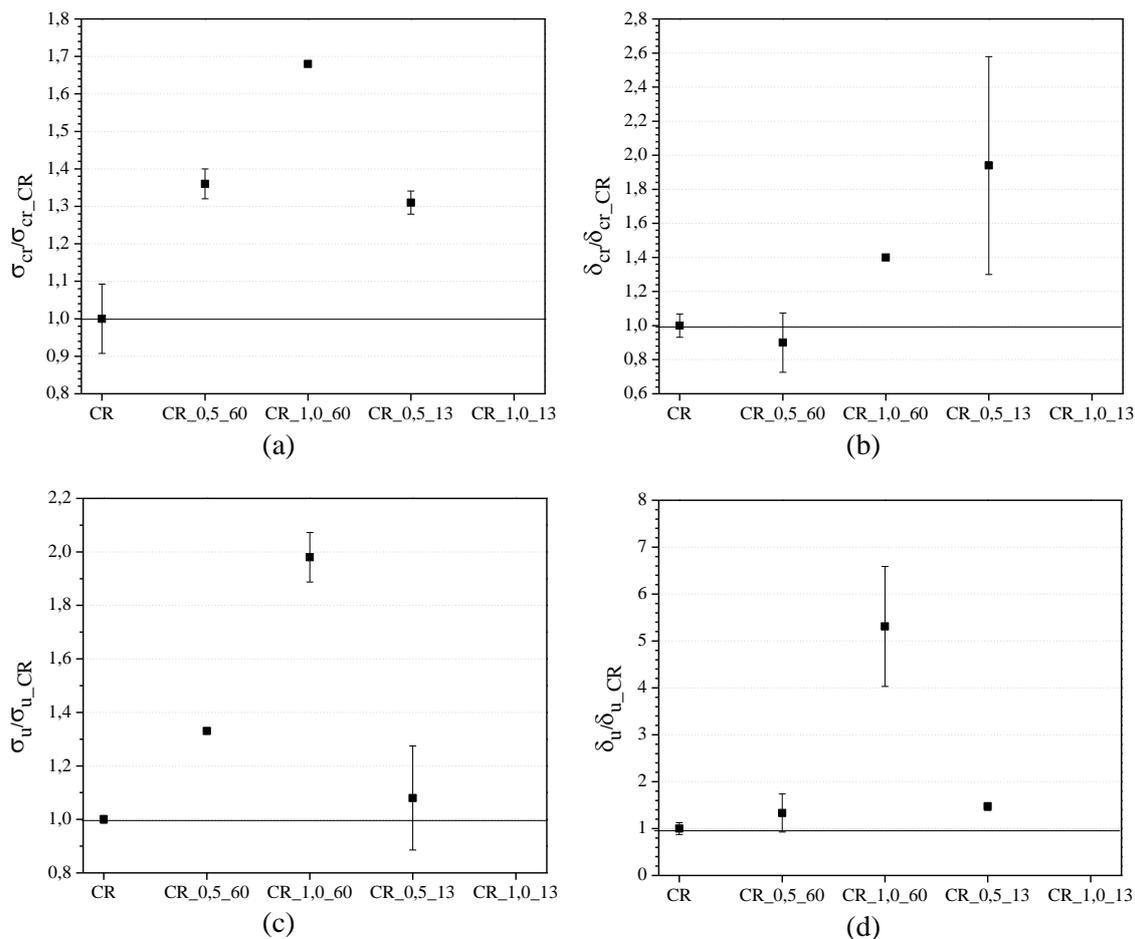
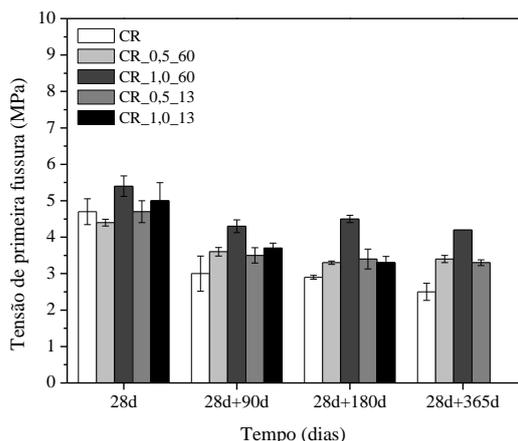


Figura 5.76 – Relação das propriedades entre os concretos reativos e o concreto reativo de referência: (a) tensão de primeira fissura; (b) deslocamento referente à tensão de primeira fissura; (c) módulo de ruptura; (d) deslocamento referente ao módulo de ruptura.

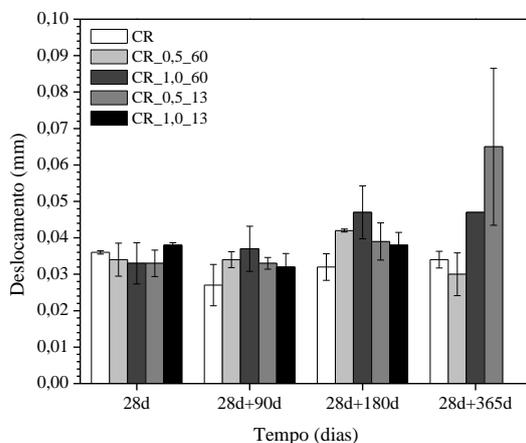
### e. Evolução do ensaio de tração na flexão dos concretos reativos com o ataque da RAA

Nas figuras a seguir (Figura 5.77 à Figura 5.80) está ilustrada a evolução das propriedades dos concretos reativos obtidas no ensaio de flexão em quatro pontos com a evolução da reação álcali agregado, como também tabela normalizada da relação entre as propriedades dos concretos nas idades de ensaio e na idade de referência, após 28 dias de cura na câmara úmida, antes de serem submetidos à solução de NaOH 1N.



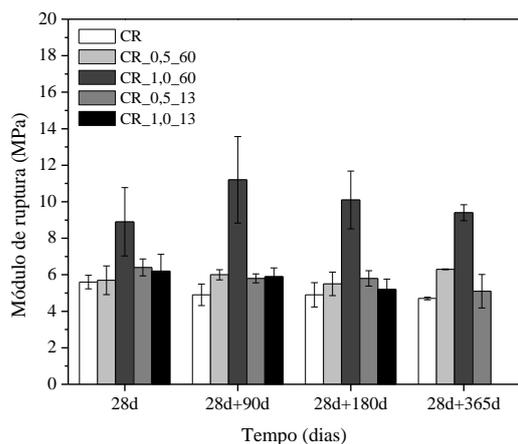
Misturas	28d	28d+90d	28d+180d	28d+365d
CR	1,00	0,65	0,61	0,54
CR_0,5_60	1,00	0,83	0,76	0,79
CR_1,0_60	1,00	0,80	0,83	0,79
CR_0,5_13	1,00	0,79	0,73	0,70
CR_1,0_13	1,00	0,74	0,65	-

Figura 5.77 – Evolução da tensão de primeira fissura dos concretos reativos com o ataque da RAA.



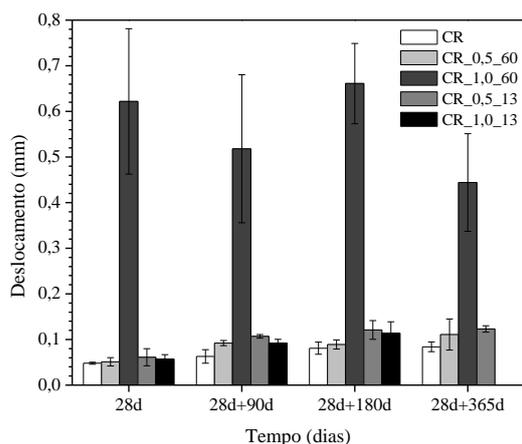
Misturas	28d	28d+90d	28d+180d	28d+365d
CR	1,00	0,76	0,90	0,94
CR_0,5_60	1,00	1,00	1,21	0,89
CR_1,0_60	1,00	1,13	1,42	1,43
CR_0,5_13	1,00	0,99	1,17	1,97
CR_1,0_13	1,00	0,83	0,99	-

Figura 5.78 – Evolução do deslocamento correspondente à tensão de primeira fissura dos concretos reativos com o ataque da RAA.



Misturas	28d	28d+90d	28d+180d	28d+365d
CR	1,00	0,87	0,88	0,85
CR_0,5_60	1,00	1,04	0,96	1,10
CR_1,0_60	1,00	1,27	1,13	1,05
CR_0,5_13	1,00	0,91	0,90	0,80
CR_1,0_13	1,00	0,94	0,83	-

Figura 5.79 – Evolução da máxima tensão pós-fissuração dos concretos reativos com o ataque da RAA.



Misturas	28d	28d+90d	28d+180d	28d+365d
CR	1,00	1,31	1,68	1,73
CR_0,5_60	1,00	1,79	1,74	2,18
CR_1,0_60	1,00	0,83	1,06	0,71
CR_0,5_13	1,00	1,75	1,98	2,02
CR_1,0_13	1,00	1,61	2,00	-

Figura 5.80 – Evolução do deslocamento correspondente à máxima tensão pós-fissuração dos concretos reativos com o ataque da RAA.

Com a evolução da RAA, todas as misturas apresentaram redução na tensão de primeira fissura ao final do ensaio (Figura 5.77). A maior redução foi verificada no concreto de referência (46%), enquanto que a menor redução correspondeu às misturas reforçadas com a fibra longa (21%). Em relação à evolução da máxima tensão pós-fissuração com o desenvolvimento da RAA (Figura 5.79), observou-se que para o concreto de referência, até a idade de 180 dias de imersão na solução de NaOH, a RAA não afetou significativamente o módulo de ruptura obtido na idade de referência, no entanto, ao final do ensaio, foi observada uma redução na ordem de 15% no valor da máxima tensão pós-fissuração do concreto reativo de referência. Já para as misturas fibrosas, observou-se que até o final a RAA não alterou de forma estatisticamente significativa os valores de módulo de ruptura das misturas CR\_0,5\_60, CR\_1,0\_60 e CR\_0,5\_13. No caso da mistura CR\_1,0\_13, foi observado o mesmo comportamento até os 180 dias de imersão na solução de NaOH.

#### f. Índices de Tenacidade

Os resultados obtidos do fator de tenacidade FT dos concretos fibrosos desenvolvidos para o presente estudo, calculados através da norma japonesa JCSE-SF4 (1983), estão apresentados na Tabela 5.22, nas idades após 28 dias na câmara úmida e após 90 dias, 180 dias e 365 dias de imersão na solução de NaOH. Os valores de  $T_b$  representam a área total abaixo da curva carga *versus* deslocamento até uma deflexão de 3,0 mm. A Figura 5.81 apresenta uma melhor visualização da evolução do fator de tenacidade das misturas fibrosas.

Tabela 5.22 – Fator de tenacidade dos concretos fibrosos nas idades: (a) após 28 dias na câmara úmida; (b) 90 dias; (c) 180 dias; e (d) 365 dias de imersão na solução de NaOH.

Misturas	T <sub>b</sub> (kNmm)	FT (MPa)	CV(%)
CR_0,5_60	41,8	4,2	9,9
CR_1,0_60	76,8	7,7	20,3
CR_0,5_13	22,0	2,2	8,5
CR_1,0_13	21,7	2,2	32,4

(a)

Misturas	T <sub>b</sub> (kNmm)	FT (MPa)	CV(%)
CR_0,5_60	45,6	4,6	8,1
CR_1,0_60	89,5	9,0	19,3
CR_0,5_13	23,2	2,3	3,4
CR_1,0_13	26,0	2,6	18,6

(b)

Misturas	T <sub>b</sub> (kNmm)	FT (MPa)	CV(%)
CR_0,5_60	38,4	3,8	23,5
CR_1,0_60	78,7	7,9	9,9
CR_0,5_13	27,1	2,7	13,8
CR_1,0_13	23,6	2,4	11,8

(c)

Misturas	T <sub>b</sub> (kNmm)	FT (MPa)	CV(%)
CR_0,5_60	46,0	4,6	-
CR_1,0_60	71,4	7,1	-
CR_0,5_13	21,8	2,2	46,3
CR_1,0_13	-	-	-

(d)

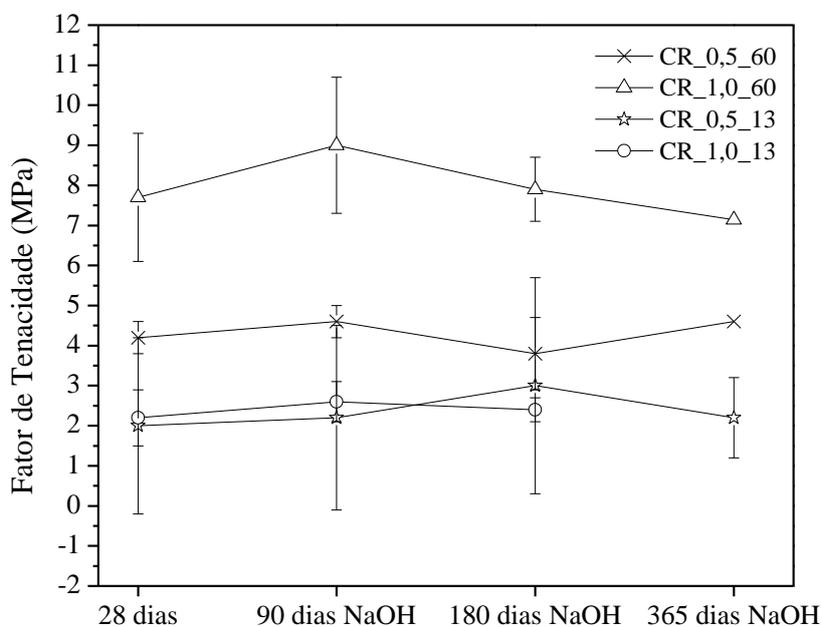


Figura 5.81 – Evolução do fator de tenacidade dos concretos reativos.

De acordo com os resultados de fator de tenacidade obtidos após 28 dias de cura na câmara úmida, Tabela 5.22 (a), observou-se que o maior índice de tenacidade foi obtido para o concreto reforçado com 1% de fibra de aço de 60 mm de comprimento. Este valor foi dobrado em relação à utilização 0,5% de reforço fibroso da fibra de mesmo comprimento. No caso dos concretos reforçados com fibras de aço de 13 mm de comprimento, não foi verificada mudança estatisticamente significativa nos valores de índice de tenacidade para as duas frações volumétricas utilizadas. Observa-se também que para os dois teores de fibras de 60 mm de comprimento utilizado no presente

estudo, foi proporcionado aumento na capacidade de absorver energia em relação às fibras de 13 mm utilizadas.

O mesmo comportamento da idade de 28 dias após a moldagem foi observado nas idades de 90 dias, 180 dias e 365 dias após as amostras serem submetidas à aceleração da reação expansiva. Os concretos reforçados com as fibras de 60 mm de comprimento, independente do teor utilizado no presente estudo, resultaram valores superiores de tenacidade em relação aos concretos reforçados com fibras de 13 mm, como também a capacidade de absorver energia da mistura contendo 1,0% de fibras de aço de 60 mm é consideravelmente superior ao da mistura contendo 0,5% da mesma fibra.

Em relação à evolução do fator de tenacidade dos concretos fibrosos após serem submetidos ao ataque alcalino, de acordo com a Figura 5.81, pode-se notar que nas idades após a imersão dos concretos fibrosos na solução de NaOH, a RAA não afetou de forma estatisticamente significativa a capacidade de absorver energia para todas as misturas analisadas em relação à idade de 28 dias após a moldagem, antes de serem submetidas à solução deletéria.

### **5.3.5 Absorção de água por imersão**

Na Tabela 5.23 estão apresentados os resultados referentes aos ensaios de absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica dos concretos nas idades de 28 dias após a moldagem, 90 dias, 180 dias e 365 dias após imersão na solução alcalina.

Tabela 5.23 – Absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica dos concretos. (a) após 28 dias da moldagem; (b) após 90 dias; (c) após 180 dias; e (d) após 365 dias de imersão na solução de NaOH.

Misturas	A (%)	CV (%)	I <sub>v</sub> (%)	CV (%)	ρ (g/cm <sup>3</sup> )	CV (%)	A <sub>Fibras</sub> /A <sub>CR</sub>	I <sub>vFibras</sub> /I <sub>vCR</sub>	ρ <sub>Fibras</sub> /ρ <sub>CR</sub>
CR	5,3	6,1	11,7	5,4	2,22	0,9	1,00	1,00	1,00
R_0,5_60	5,6	8,1	11,9	6,2	2,12	1,8	1,06	1,02	0,96
CR_1,0_60	4,9	3,6	11,2	1,8	2,26	1,	0,94	0,95	1,02
CR_0,5_13	6,1	7,3	13,2	6,1	2,16	1,2	1,2	1,13	0,98
CR_1,0_13	6,2	8,5	13,7	7,6	2,20	1,0	1,2	1,17	0,99

(a)

Misturas	A (%)	CV (%)	I <sub>v</sub> (%)	CV (%)	ρ (g/cm <sup>3</sup> )	CV (%)	A <sub>Fibras</sub> /A <sub>CR</sub>	I <sub>vFibras</sub> /I <sub>vCR</sub>	ρ <sub>Fibras</sub> /ρ <sub>CR</sub>
CR	4,0	4,8	9,0	4,2	2,25	0,7	1,00	1,0	1,00
CR_0,5_60	5,0	4,0	10,7	3,3	2,13	0,8	1,24	1,18	0,95
CR_1,0_60	3,6	1,1	8,4	0,7	2,31	1,5	0,90	0,93	1,03
CR_0,5_3	4,5	4,6	10,0	4,0	2,23	0,6	1,11	1,11	0,99
CR_1,0_13	5,3	5,2	12,0	4,6	2,26	0,7	1,32	1 33	1,01

(b)

Misturas	A (%)	CV (%)	I <sub>v</sub> (%)	CV (%)	ρ (g/cm <sup>3</sup> )	CV (%)	A <sub>Fibras</sub> /A <sub>CR</sub>	I <sub>vFibras</sub> /I <sub>vCR</sub>	ρ <sub>Fibras</sub> /ρ <sub>CR</sub>
CR	4,3	2,7	9,5	2,2	2,24	0,5	1,00	1,00	1,00
CR_0,5_60	4,8	6 4	10,3	5,1	2,15	1,4	1,12	1,08	0,96
CR_1,0_60	3,7	6,1	8,5	4,6	2,28	1,6	0,87	0,89	1,02
CR_0,5_13	4,8	5,6	10,5	4,7	2,21	1,0	0,12	1,10	0,99
CR_1,0_13	4,6	6,3	10,3	5,4	2,26	1,0	1,07	1,08	1,01

(c)

Misturas	A (%)	CV (%)	I <sub>v</sub> (%)	CV (%)	ρ (g/cm <sup>3</sup> )	CV (%)	A <sub>Fibras</sub> /A <sub>CR</sub>	I <sub>vFibras</sub> /I <sub>vCR</sub>	ρ <sub>Fibras</sub> /ρ <sub>CR</sub>
CR	4,1	5,7	9,3	5,1	2,24	0,7	1,00	1,00	1,00
CR_0,5_0	4,9	8,1	10,5	6,8	2,14	1,3	1,18	1,13	0,96
CR_1,0_60	4,0	4,8	9,0	4,4	2,29	1,0	0,96	0,97	1,02
CR_0,5_13	5,1	7,7	11,1	6,6	2,19	1,1	1,23	1,20	0,98
CR_1,0_13	4,7	5,0	10,6	4,4	2,26	0,7	1,13	1,14	1,01

(d)

De acordo com a Tabela 5.23, apesar da análise de estatística ter indicado que a utilização de fibras de 60 mm de comprimento não alterou significativamente o valor de absorção de água da matriz, observa-se que ocorreu um aumento no valor de absorção quando 0,5% de fibras de 60 mm foi utilizada, condizente com o resultado obtido referente à resistência à compressão desta mistura. Da mesma forma, o ocorreu um decréscimo no valor de absorção da mistura CR\_1,0\_60 em relação ao concreto reativo de referência, apontando um acréscimo no valor de resistência à compressão desta

mistura em relação à matriz. No caso das misturas contendo fibras de aço de 13 mm de comprimento, foi observado um acréscimo no valor de absorção das misturas em relação à matriz, porém, no ensaio de compressão não foi observada mudança no valor de resistência à compressão dessas amostras.

O mesmo comportamento foi observado para os resultados de índice de vazios das misturas, a utilização das fibras de aço de 60 mm de comprimento nos teores de 0,5% e 1,0% não alterou de forma estatisticamente significativa o índice de vazios da matriz. Da mesma forma, visualizou-se uma tendência de aumento no valor de índice de vazios para a mistura CR\_0,5\_60, como também uma redução no valor para a mistura CR\_1,0\_60. A utilização de fibras de 13 mm de comprimento resultou no acréscimo de índice de vazios da matriz para os dois teores de fibras utilizados. Aumentos correspondentes a 10% e 20%, para os teores de 0,5% e 1,0%, respectivamente, foram verificados.

No que diz respeito à massa específica, observa-se uma redução estatisticamente significativa, ao nível de 5% de probabilidade, quando 0,5% do volume da matriz foram substituídos pelos dois comprimentos de fibras utilizados. A redução observada foi de 4% e 2% para as fibras de 60 mm e 13 mm, respectivamente. No caso da substituição do volume da matriz pelo teor de 1,0% de fibras de aço, não foram observados resultados estatisticamente diferentes no valor de massa específica da matriz de referência.

Na idade após 90 dias de imersão na solução de NaOH, de acordo com os valores de absorção e índice de vazios, foi observado que as misturas CR\_0,5\_60, CR\_0,5\_13 e CR\_1,0\_13 apresentaram valores superiores ao da matriz de referência, este acréscimo correspondeu a 20%, 10% e 30%, respectivamente. No entanto, os resultados de resistência à compressão obtidos para essas misturas não apresentaram alterações estatisticamente significativas em relação ao valor obtido para a matriz de referência. No caso da mistura CR\_1,0\_60, notou-se uma redução na ordem de 10% no valor de absorção e índice de vazios da matriz, para esta mistura, foi observado o acréscimo significativo no valor de resistência à compressão da mistura em relação ao concreto de referência.

Já em relação aos valores de massa específica, para as misturas reforçadas com fibras de 60 mm de comprimento, observou-se que o teor de 0,5% resultou em uma redução de 5% no valor de massa específica da matriz. Já para o teor de 1,0%, notou-se um acréscimo de 3% no valor de massa específica. No caso das misturas reforçadas com fibras de 13 mm de comprimento, não foram observadas diferenças estatisticamente significativas nos resultados obtidos para esta propriedade.

Após 180 dias de imersão na solução alcalina, os valores de absorção de água por imersão e índice de vazios para as misturas CR\_0,5\_60 e CR\_0,5\_13 mostraram um aumento na ordem de 10% em relação ao concreto de referência, na mistura CR\_0,5\_60, o aumento nos valores destas propriedades refletiu na queda do valor da resistência à compressão para esta mistura. Já para a mistura CR\_0,5\_13, o valor de tensão de ruptura não foi considerado estatisticamente diferente do valor obtido para a matriz de referência. No caso da mistura CR\_1,0\_60, ocorreu um decréscimo na ordem de 10% nos valores destas propriedades em relação à matriz de referência, a tendência de acréscimo da resistência à compressão também foi observada para esta mistura. Já para a mistura CR\_1,0\_13, não foram observadas mudanças estatisticamente significativas nas propriedades analisadas em relação à matriz de referência.

No que diz respeito à massa específica, observa-se uma redução estatisticamente significativa, quando 0,5% do volume da matriz foram substituídos pelos dois comprimentos de fibras utilizados. A redução observada foi de 4% e 1% para as fibras de 60 mm e 13 mm, respectivamente. No caso da mistura CR\_1,0\_60, acréscimos na ordem de 2% foram observados no valor de massa específica do concreto de referência. Para a mistura CR\_1,0\_13, não foram observadas diferenças estatisticamente significativas no resultado obtido para esta propriedade em relação ao CR.

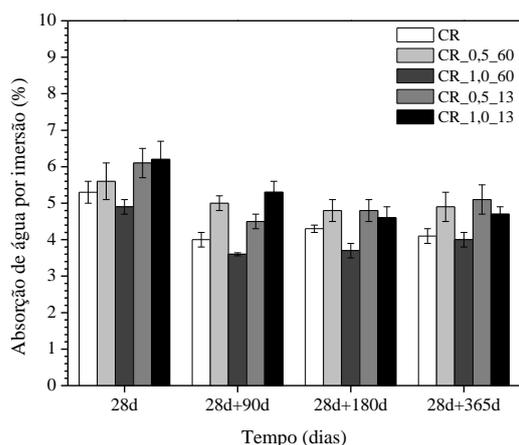
Ao final do ensaio, os valores de absorção de água por imersão e índice de vazios das misturas CR\_0,5\_60, CR\_0,5\_13 e CR\_1,0\_13 apresentaram aumentos de 18%, 23% e 13%, respectivamente, em relação ao concreto de referência. O valor da resistência à compressão para estas misturas não sofreram mudanças estatisticamente significativas nos valores em relação à matriz de referência. No caso da mistura CR\_1,0\_60, os valores destas propriedades não apresentaram diferenças

estatisticamente significativas em relação à matriz de referência, porém, verificou-se um acréscimo da resistência à compressão desta mistura em relação ao concreto reativo de referência.

Em relação à massa específica, ao final do ensaio, quando 0,5% do volume da matriz foram substituídos pelos dois comprimentos de fibras utilizados, observou-se uma redução de 4% e 2% para as fibras de 60 mm e 13 mm, respectivamente. No caso da substituição do volume da matriz pelo teor de 1,0% de fibras de aço, verificou-se um aumento de 2% e 1% para as fibras de 60 mm e 13 mm, respectivamente, em relação ao valor de massa específica da matriz de referência.

### 5.3.5.1 Evolução do ensaio de absorção de água por imersão com a RAA

Os gráficos da Figura 5.82, Figura 5.83 e Figura 5.84 ilustram a evolução das propriedades referentes à absorção de água por imersão, índice de vazios e massa específica, respectivamente, dos concretos reativos de referência e fibrosos ao longo do tempo, como também os resultados da evolução relativa das propriedades do ensaio de absorção de água por imersão dos concretos reativos com o ataque da RAA, em relação à idade de referência, antes de serem submetidos à solução de hidróxido de sódio.



Misturas	28d	28d+90d	28d+180d	28d+365d
CR	1,0	0,76	0,81	0,78
CR_0,5_60	1,0	0,89	0,85	0,87
CR_1,0_60	1,0	0,73	0,75	0,81
CR_0,5_13	1,0	0,73	0,78	0,83
CR_1,0_13	1,0	0,86	0,74	0,75

Figura 5.82 – Evolução da absorção de água por imersão dos concretos reativos com o ataque da RAA.

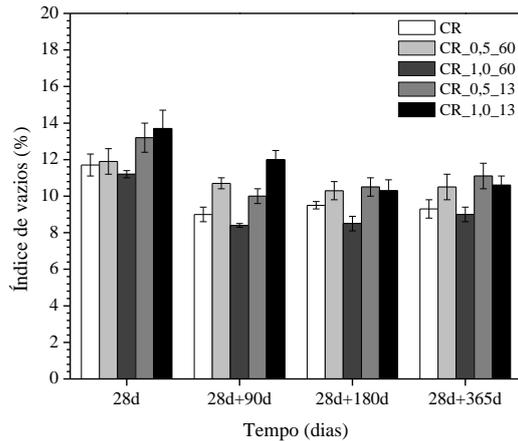


Figura 5.83 – Evolução do índice de vazios dos concretos reativos com o ataque da RAA.

Misturas	28d	28d+90d	28d+180d	28d+365d
CR	1,0	0,77	0,81	0,79
CR_0,5_60	1,0	0,89	0,86	0,88
CR_1,0_60	1,0	0,75	0,76	0,81
CR_0,5_13	1,0	0,76	0,80	0,84
CR_1,0_13	1,0	0,88	0,76	0,77

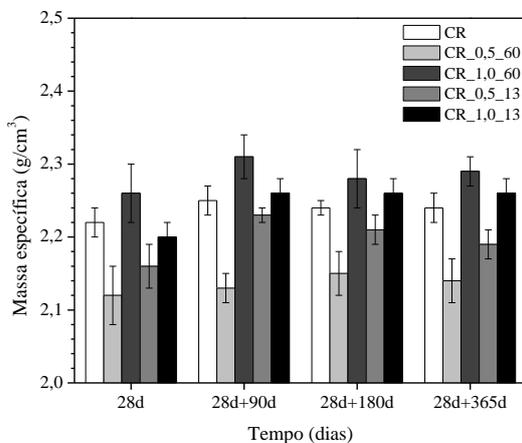


Figura 5.84 – Evolução da massa específica dos concretos reativos com o ataque da RAA.

Misturas	28d	28d+90d	28d+180d	28d+365d
CR	1,0	1,01	1,01	1,01
CR_0,5_60	1,0	1,01	1,01	1,01
CR_1,0_60	1,0	1,02	1,01	1,01
CR_0,5_13	1,0	1,03	1,02	1,01
CR_1,0_13	1,0	1,03	1,02	1,03

O concreto de referência apresentou uma redução no valor de absorção de água e índice de vazios após 90 dias de imersão na solução alcalina, correspondente à hidratação do concreto. Após 180 dias, observa-se um aumento no valor das propriedades em relação à idade anterior, provavelmente devido ao início do processo de fissuração provocada pela RAA. Ao final do ensaio, não ocorre alteração estatisticamente significativa nos valores das propriedades em relação à idade de 180 dias de imersão na solução de NaOH. Em relação à massa específica, ocorre um leve acréscimo do seu valor na idade de 90 dias de imersão na solução de NaOH, permanecendo inalterado até o final do ensaio.

As misturas CR\_0,5\_60 e CR\_1,0\_60 apresentaram o mesmo comportamento para estas propriedades, observa-se uma redução nos valores de absorção de água e índice de vazios da mistura na idade após 90 dias de imersão na solução de NaOH, permanecendo inalterados até o final do ensaio. Pode-se notar que as fibras mitigaram a

fissuração que provocou o aumento de absorção de água e índice de vazios no concreto de referência na idade de 180 dias de imersão na solução de NaOH. Os valores correspondentes à massa específica não sofreram mudanças estatisticamente significativas ao longo do tempo para os dois teores de fibras de 60 mm de comprimento utilizados.

No caso da mistura CR\_0,5\_13, observou-se o mesmo comportamento em relação à absorção de água e índice de vazios, ocorreu uma redução nos valores destas propriedades da mistura após 90 dias de imersão na solução de NaOH, permanecendo inalterados até o final do ensaio. Já para a mistura CR\_1,0\_13, foi observada uma redução das propriedades após 90 dias na solução alcalina. Aos 180 dias verificou-se também uma redução nos valores de absorção e índice de vazios em relação à idade anterior, as quais permaneceram inalteradas ao final do ensaio. Em relação aos valores referentes à massa específica, as duas misturas apresentaram o mesmo comportamento, verifica-se um aumento dos valores de massa específica na idade após 90 dias de imersão na solução alcalina, mantendo-se inalterados até a idade final do ensaio.

Nota-se que o aumento da porosidade só ocorreu na matriz de referência, na idade de 180 dias após a imersão na solução de NaOH, no caso dos concretos fibrosos, para todas as misturas ocorrem a redução aos 90 dias, e em seguida os valores permanecem inalterados ao final do ensaio, ou no caso da mistura CR\_1,0\_13 que ocorreu uma nova redução aos 180 dias.

## 6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS – SISTEMA DE REPARO

### 6.1 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS COMPÓSITOS UTILIZADOS COMO REPARO

#### 6.1.1 Ensaio de compressão axial

A curva típica de tensão *versus* deformação dos compósitos SHCC e CONAD submetidos ao ensaio de compressão após 28 dias de cura na câmara úmida está apresentada na Figura 6.1.

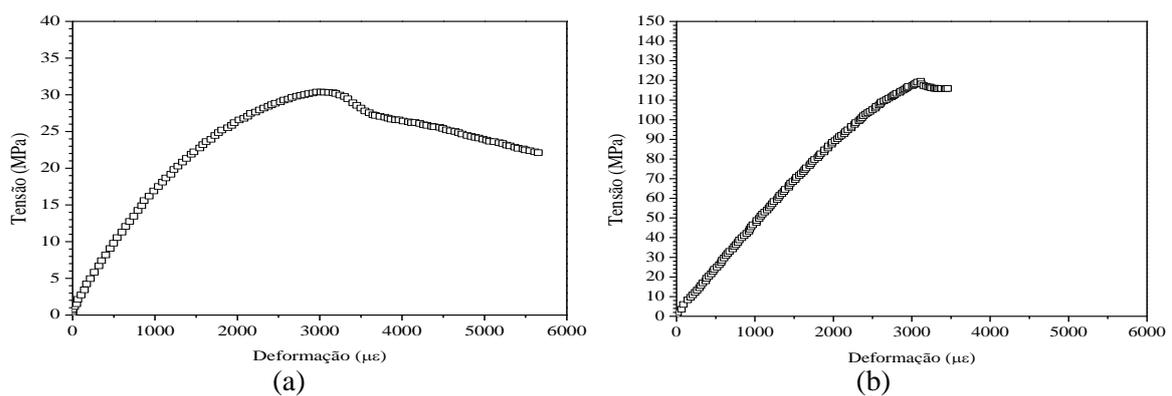


Figura 6.1 – Curva típica tensão versus deformação dos compósitos submetidos ao ensaio de compressão axial. (a) SHCC; (b) CONAD.

A Tabela 6.1 apresenta os valores médios de tensão de ruptura ( $f_{c\_Rup}$ ), deformação axial referente à tensão de ruptura ( $\epsilon_{a\_Rup}$ ) e módulo de elasticidade (E), com seus respectivos coeficientes de variação (CV) destes materiais.

Tabela 6.1 – Valores médios de tensão de ruptura, deformação axial referente à tensão de ruptura e módulo de elasticidade dos compósitos.

Compósito	$f_{c\_RUP}$ (MPa)	CV (%)	$\epsilon_{a\_RUP}$ ( $\mu\epsilon$ )	CV (%)	E (GPa)	CV (%)
SHCC	30,3	2,5	3536	12,2	16,1	8,8
CONAD	117,2	5,5	3156	12,2	48,0	5,8

Pode-se observar que os valores de tensão de ruptura e módulo de elasticidade encontrados para o compósito SHCC desenvolvido no presente estudo foram ligeiramente inferiores aos valores de tensão de ruptura e módulo de elasticidade encontrados por OLIVEIRA (2013), os quais corresponderam a 36,1 MPa e 17,6 GPa, respectivamente. Os valores encontrados por FORMAGINI (2005) referentes à resistência à compressão e módulo de elasticidade do concreto de altíssimo desempenho corresponderam a 162 MPa e 47,7 GPa, respectivamente.

### 6.1.2 Ensaio de tração direta

As curvas tensão *versus* deformação dos compósitos SHCC e CONAD na tração direta 28 dias após a moldagem são apresentadas na Figura 6.2.

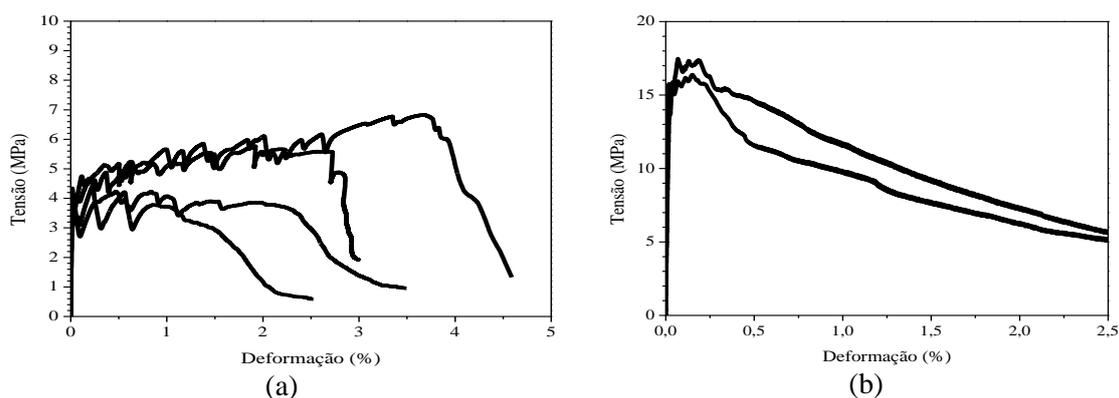


Figura 6.2 – Curvas tensão versus deformação dos compósitos submetidos ao ensaio de tração direta. (a) SHCC; (b) CONAD.

A Tabela 6.2 apresenta os valores médios de tensão ( $\sigma_{cc}$ ) e deformação de primeira fissura ( $\varepsilon_{cc}$ ), máxima tensão pós-fissuração ( $\sigma_{pc}$ ) e capacidade de deformação ( $\varepsilon_u$ ) e seus respectivos coeficientes de variação (CV).

Tabela 6.2 – Valores médios de tensão e deformação de primeira fissura; e tensão e deformação de ruptura dos compósitos.

Compósito	$\sigma_{cc}$ (MPa)	CV (%)	$\varepsilon_{cc}$ (%)	CV (%)	$\sigma_{pc}$ (MPa)	CV (%)	$\varepsilon_u$ (%)	CV (%)
SHCC	2,2	5,0	0,0062	19,1	5,4	22,0	1,32	126,2
CONAD*	13,0	11,5	0,0155	7,6	16,9	4,6	0,1102	53,2

\*média de dois corpos de prova.

Os valores encontrados por OLIVEIRA (2013) para o compósito SHCC referentes à tensão e deformação de primeira fissura foram de 2,4 MPa e 0,0131 %, respectivamente, enquanto que os valores de tensão e deformação de ruptura corresponderam a 4,5 MPa e 4,03 %. MAGALHÃES (2010) obteve os valores de tensão e deformação de primeira fissura correspondentes a 2,1 MPa e 0,0147 %, respectivamente, e 2,9 MPa e 2,98 % para a tensão e deformação de ruptura. Nos ensaios de tração direta em elementos de placas realizados por FORMAGINI (2005), os valores referentes à tensão de primeira fissura e tensão de ruptura encontrados foram de 7,6 MPa e 9,9 MPa, respectivamente, para placas nas dimensões de 50 mm x 20 mm x 200 mm, enquanto que nas placas com dimensões 50 mm x 12 mm x 200 mm os valores encontrados pelo autor para estas propriedades foi de 10,2 MPa e 11,1 MPa, respectivamente.

## 6.2 MEDIDA DA EXPANSÃO DOS CORPOS DE PROVA SUBMETIDOS À RAA

A Figura 6.3, Figura 6.4 e Figura 6.5, a seguir, ilustram a curva média de três corpos de prova das expansões longitudinal, lateral e volumétrica, no tempo, respectivamente, da matriz de concreto reativo de referência (CR) e dos concretos reativos encapsulados pelos sistemas de reparo utilizados no presente trabalho.

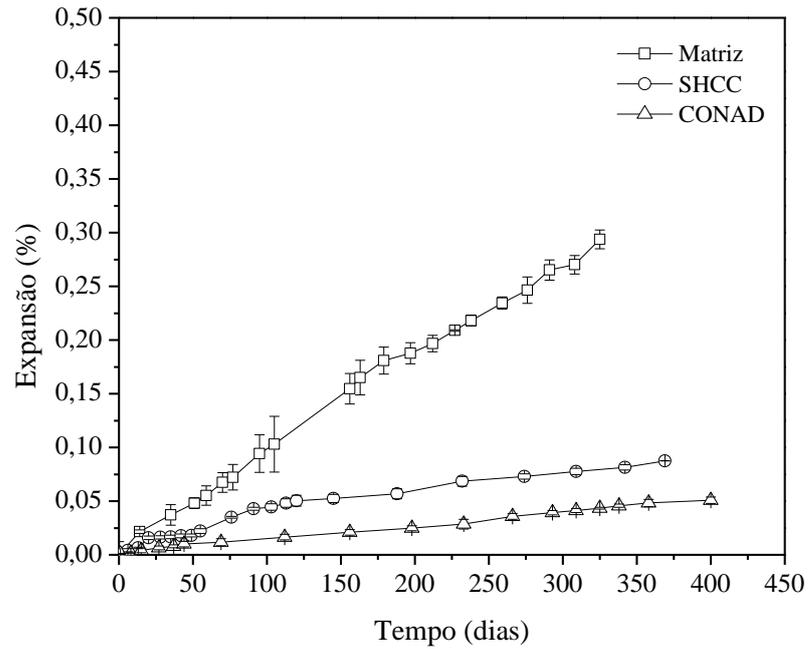


Figura 6.3 – Curva média da expansão longitudinal dos corpos de prova no tempo dos concretos: Matriz, SHCC e CONAD.

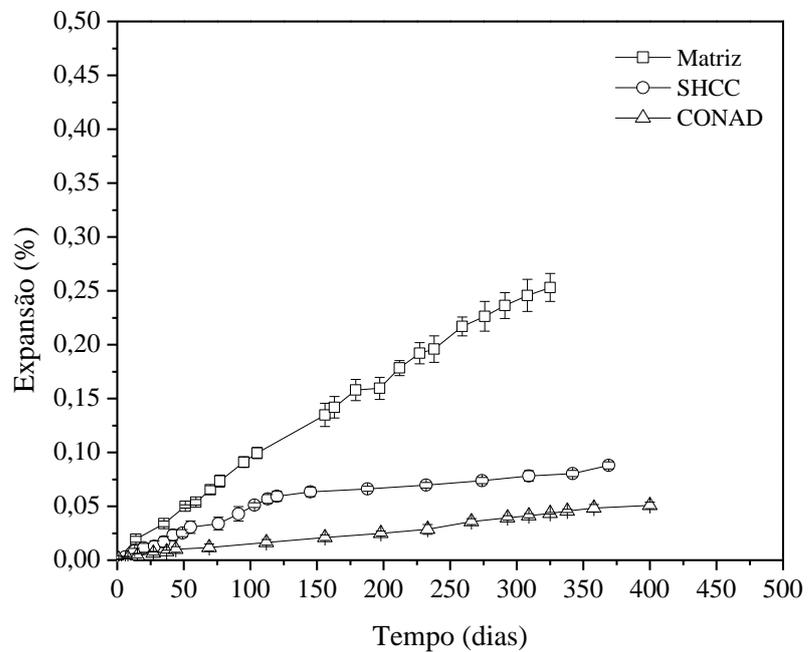


Figura 6.4 – Curva média da expansão lateral dos corpos de prova no tempo dos concretos: Matriz, SHCC e CONAD.

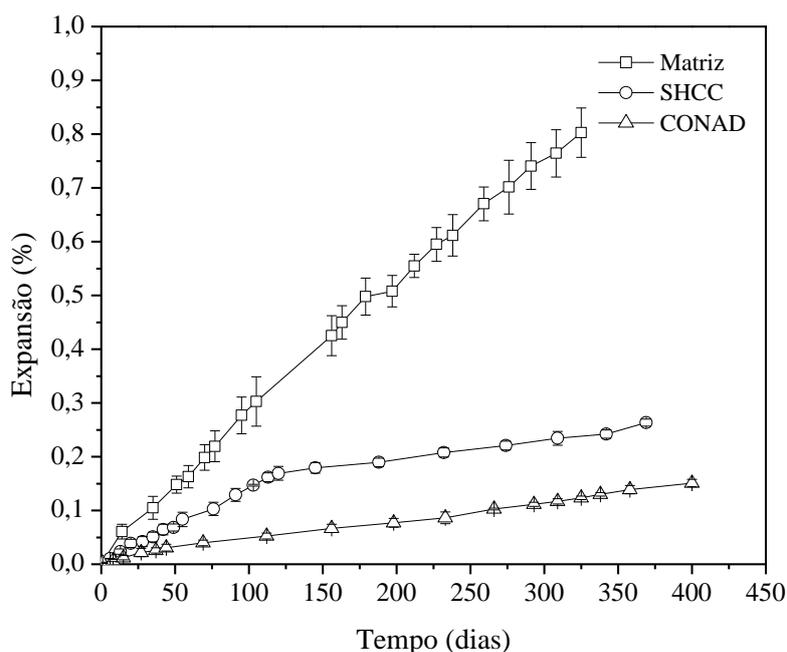


Figura 6.5 – Curva média da expansão volumétrica dos corpos de prova no tempo dos concretos: Matriz, SHCC e CONAD.

De posse dos valores obtidos para as deformações laterais e longitudinais, foi calculada a variação da deformação volumétrica das misturas. A Tabela 6.3 apresenta os resultados em porcentagem dos valores médios das variações das deformações longitudinais ( $\Delta L/L$ ), laterais ( $\Delta D/D$ ) e volumétricas ( $\Delta V/V$ ) da matriz de referência livre e dos sistemas de reparo na idade de 325 dias de imersão na solução de NaOH. A variação volumétrica das misturas. A variação volumétrica foi obtida através da Equação 8:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta L}{L} + 2 \frac{\Delta D}{D}; \quad \text{Equação 11}$$

Tabela 6.3 – Comparação da variação volumétrica das misturas, após 325 dias de imersão na solução de NaOH.

Misturas	Matriz	SHCC	CONAD
$\Delta L/L$	0,293	0,079	0,038
$\Delta D/D$	0,253	0,079	0,043
$\Delta V/V$	0,799	0,237	0,124

Conforme os valores obtidos para a matriz de referência, observa-se que a variação da deformação longitudinal corresponde a 70% da lateral, isto ocorre devido à direção da concretagem da amostra. Segundo LARIVE (1997), a fissuração ocorre de

modo mais intenso na direção normal à direção de lançamento do concreto, desta forma, as fissuras passam a se orientar preferencialmente na direção transversal, favorecendo o deslocamento longitudinal.

No caso dos concretos cintados, ocorre inicialmente uma pressão interna gerada pela expansão do núcleo reativo, resultando em uma pressão externa provocada pelo cintamento, impedindo a deformação dos corpos de prova tanto na direção lateral, quanto na longitudinal. Para o sistema de reparo SHCC utilizado, ao final das leituras, verifica-se que a variação da deformação longitudinal e lateral ocorre na mesma magnitude. Já no caso do CONAD, a variação da deformação na direção longitudinal, foi ligeiramente mais eficiente que a lateral. Isso pode ser explicado pelas fotografias apresentadas adiante no item 6.4, onde as fissuras apareceram inicialmente na direção longitudinal da peça, fazendo com que a expansão apresentasse maior magnitude na direção lateral. Entretanto, os dois sistemas de reparo utilizados foram capazes de impedir a expansão lateral e longitudinal do núcleo reativo, reduzindo de forma expressiva a variação volumétrica das amostras analisadas. Para o compósito cimentício SHCC, a redução volumétrica foi na ordem de 63%, e para o concreto de alto desempenho, o CONAD, este valor atingiu 81%.

### **6.3 ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DOS SISTEMAS DE REPARO**

A avaliação da eficiência do sistema de reparo utilizado no cintamento do núcleo reativo do presente trabalho foi analisada conforme o modelo descrito no item 4.3.6 Modelo analítico utilizado na avaliação da eficiência do reparo, por meio da equação compatibilidade das deformações em conjunto com a equação de Lamé, para vasos de pressão de paredes grossas.

A deformação imposta da reação álcali-agregado lida no Robô em um corpo de prova livre foi realizada em um corpo de prova com diâmetro de 147 mm, como o núcleo reativo correspondeu a 97 mm, foi necessária a realização do ajuste proporcional da deformação imposta para o núcleo reativo. Através da equação de compatibilidade das deformações, foram determinados os valores da pressão P da coroa exercida no núcleo reativo ao longo do tempo.

### 6.3.1 SHCC

Para a obtenção dos valores de pressão  $p$  no tempo, foi utilizada a equação de compatibilidade de deformações no círculo de contato (Equação 8).

$$\delta_1 + \delta_4 = \delta_3 \quad \text{Equação 8}$$

O valor de  $\delta_1$  foi obtido por meio das leituras realizadas pelo Robô no corpo do concreto reativo de referência, deixado em expansão livre ao longo do tempo. Como essa leitura foi realizada em um corpo de prova com o diâmetro de 147 mm, a deformação provocada pela RAA foi calculada para o núcleo reativo utilizado no presente trabalho, com diâmetro de 97 mm.

Por meio da Equação 9 foram obtidos os valores de  $\delta_4$ , correspondente à deformação lateral no núcleo reativo, no sentido de fora para dentro, exercida pela pressão da coroa externa no núcleo reativo. Os valores utilizados para o concreto correspondente ao núcleo foram: o raio do núcleo reativo  $b = 48,5$  mm, o raio para qual ocorre a máxima tensão radial  $r = 48,5$  mm; o coeficiente de Poisson do concreto do núcleo reativo  $\nu = 0,12$ ; o módulo de elasticidade do concreto do núcleo reativo  $E = 32000$  MPa; o valor da pressão provocada pela coroa  $p$  corresponde a incógnita do problema;

$$\delta_4 = \frac{b^2 p r}{E(b^2)} [(1-\nu)] \quad \text{Equação 9}$$

Os valores de  $\delta_3$  foram obtidos segundo a Equação 10, referentes à deformação lateral provocada na coroa externa devido à pressão gerada pela expansão do núcleo reativo. Os valores utilizados para o compósito cimentício correspondente a coroa externa foram: o raio corpo de prova (núcleo reativo + sistema de reparo)  $b = 73,5$  mm; o raio do núcleo reativo  $a = 48,5$  mm; o raio para qual ocorre a máxima tensão radial  $r = 48,5$  mm; o coeficiente de Poisson do compósito cimentício da coroa  $\nu = 0,226$ ; o módulo de elasticidade do compósito cimentício da coroa  $E = 16120$  MPa; a pressão

provocada pelo núcleo reativo  $p$  aplicada na coroa corresponde à incógnita do problema. O valor de coeficientes de Poisson foi obtido de MAGALHÃES (2010).

$$\delta_3 = \frac{a^2 p r}{E(b^2 - a^2)} \left[ (1 - \nu) + (1 + \nu) \frac{b^2}{r^2} \right] \quad \text{Equação 10}$$

Desta forma, a partir da equação de compatibilidade de deformações no círculo de contato (Equação 11) foram obtidos os valores da pressão atuante no núcleo reativo ao longo do tempo. Estes valores podem ser observados na Figura 6.6.

$$0,00833p = \delta_1 - 0,00139p \quad \text{Equação 11}$$

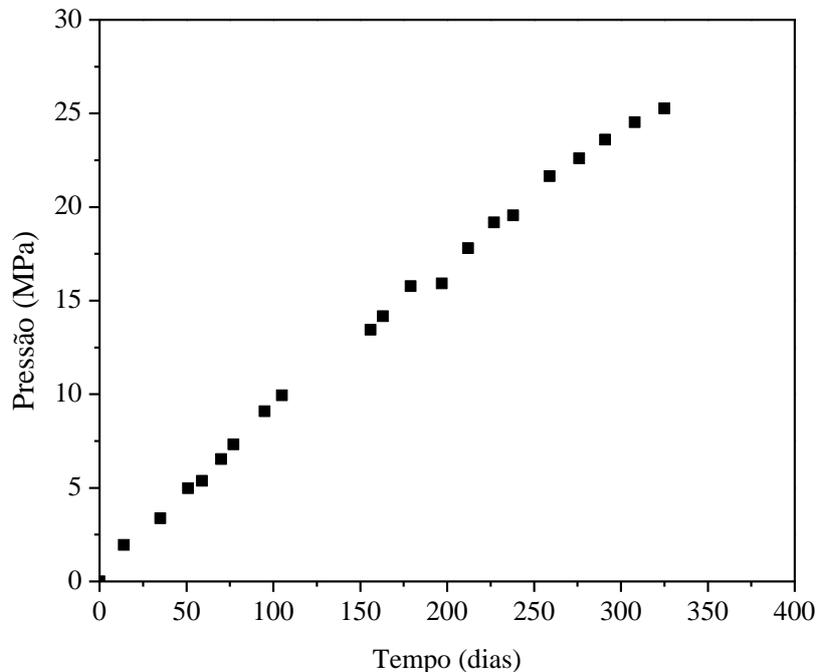


Figura 6.6 – Evolução da pressão ao longo do tempo.

Os resultados obtidos dos valores da pressão  $p$  foram aplicados na Equação 10, e assim, calculou-se a deformação lateral no exterior da coroa provocada pela pressão da expansão do núcleo reativo devido à reação álcali-agregado.

A Figura 6.7 ilustra a curva deslocamento lateral no tempo dos valores obtidos de deformação lateral calculada através da pressão exercida do núcleo reativo interior da

coroa externa e da deformação lateral lida pelo Robô no núcleo reativo cintado pelo compósito cimentício SHCC.

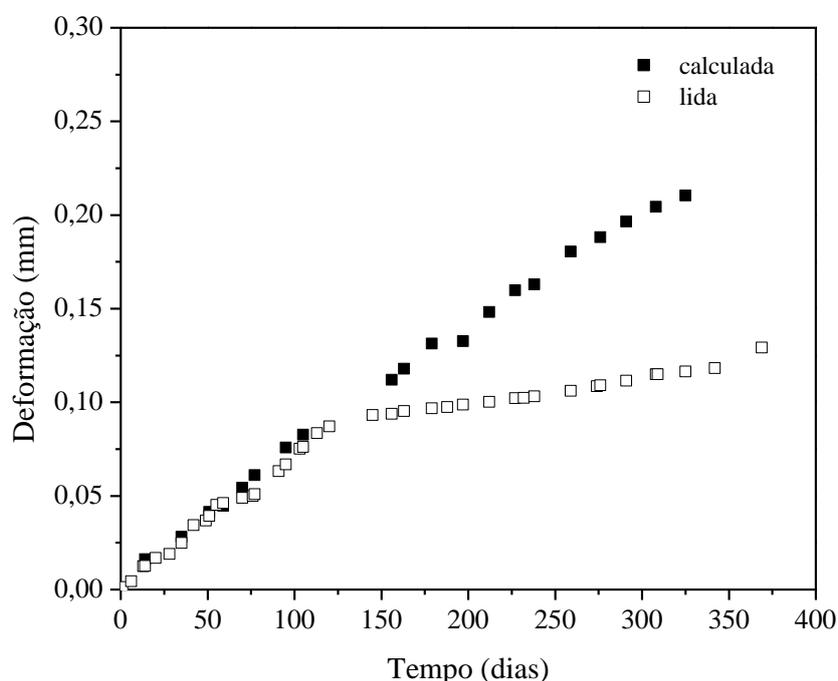


Figura 6.7 – Comparação das deformações laterais devido à expansão provocada pela reação álcali-agregado obtidas ao longo do tempo.

Mediante a Figura 6.7, pode-se concluir que até a idade de 105 dias, a hipótese inicial do presente trabalho é considerada verdadeira: a deformação devido à reação álcali-agregado no núcleo reativo, após o cintamento pelo compósito cimentício, utilizado como sistema de reparo, não foi modificada pela pressão  $p$ . Até a idade de 105 dias, foi observada uma pressão na ordem de 10 MPa no sistema. A partir desta idade, verifica-se uma mudança de comportamento, no qual a hipótese considerada não é mais verdadeira, ou seja, a deformação lateral do concreto foi inibida pelo cintamento do núcleo reativo. Esta tendência pode ser notada até a idade de 259 dias, onde se observa um valor de pressão na ordem de 21,7 MPa. Depois dessa idade, a inibição da expansão tende a estabilizar.

As três etapas do comportamento entre a relação das curvas de deslocamento lateral calculado por meio dos valores de pressão obtidos ao longo do tempo e de deslocamento lateral lido no corpo de prova cintado pelo compósito cimentício pode ser compreendido melhor através de Figura 6.8, a qual ilustra os valores de  $\beta$  ao longo do

tempo, onde  $\beta$  corresponde à relação entre os valores de deslocamento lateral calculado e lido no tempo ( $\beta = \delta_{\text{lido}}/\delta_{\text{calculado}}$ ).

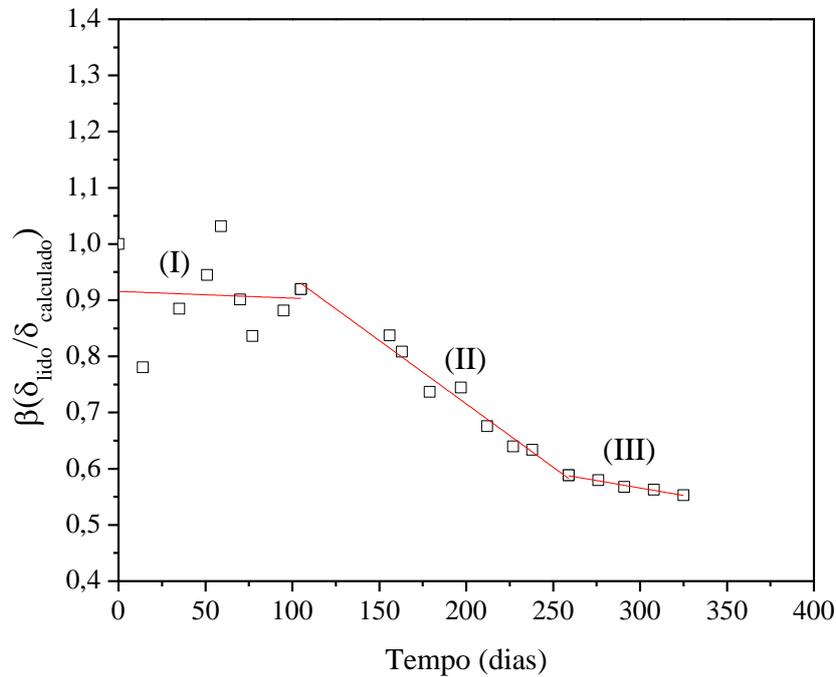


Figura 6.8 – Relação entre o deslocamento lateral calculado e o deslocamento lateral lido ao longo do tempo.

Com os resultados obtidos, observam-se 3 etapas de comportamento na avaliação da eficiência do sistema de reparo da mistura. Inicialmente, Pode-se dizer que até a pressão de 10 MPa o núcleo reativo irá expandir-se, sem nenhuma restrição, referente à Etapa I da tendência da curva de  $\beta$  no tempo. O compósito cimentício acompanha esta expansão, o que explica a fissuração deste material já no início das leituras. Entre as pressões de 10 e 21,7 MPa, entre 105 e 259 dias, respectivamente, há uma inibição da deformação lateral do núcleo reativo, correspondente à Etapa II da curva. E finalmente, para valores de pressão acima de 21,7 MPa, ocorre uma tendência constante na inibição da deformação lateral, conforme mostra a Etapa III. Este comportamento pode ser explicado por LARIVE (1997), em que para valores de tensão acima de 20 MPa, ocorre uma microfissuração do núcleo reativo, ocorre o alojamento do gel da RAA nas fissuras.

### 6.3.2 CONAD

De forma análoga ao compósito cimentício SHCC, verificou-se a avaliação da eficiência do sistema de reparo das amostras que cintadas pelo concreto de alto desempenho, CONAD.

Foi utilizada a equação de compatibilidade de deformações no círculo de contato para o cálculo da pressão atuante no sistema (Equação 8). Os valores utilizados na Equação 9, referente à pressão exercida no núcleo reativo, corresponderam aos mesmos descritos no item anterior.

$$\delta_1 + \delta_4 = \delta_3 \quad \text{Equação 8}$$

$$\delta_4 = \frac{b^2 p r}{E(b^2)} [(1 - \nu)] \quad \text{Equação 9}$$

A deformação lateral provocada na coroa externa devido à pressão gerada pela expansão do núcleo reativo ( $\delta_3$ ) foi calculada pela Equação 10. Os valores utilizados para o concreto de alto desempenho referente à coroa externa foram: o raio corpo de prova (núcleo reativo + sistema de reparo)  $b = 73,5$  mm; o raio do núcleo reativo  $a = 48,5$  mm; o raio para qual ocorre a máxima tensão radial  $r = 48,5$  mm; o coeficiente de Poisson do compósito cimentício da coroa  $\nu = 0,2$ ; o módulo de elasticidade do compósito cimentício da coroa  $E = 48000$  MPa; a pressão provocada pelo núcleo reativo  $p_i$  aplicada na coroa corresponde à incógnita do problema. O valor de coeficiente de Poisson foi obtido de FORMAGINI (2005).

$$\delta_3 = \frac{a^2 p r}{E(b^2 - a^2)} [(1 - \nu) + (1 + \nu) \frac{b^2}{r^2}]$$

Equação 10

Os valores de pressão no círculo de contato ao longo do tempo foram calculados conforme a Equação 12, e podem ser visualizados na Figura 6.9.

$$0,00279 p = \delta_1 - 0,00139 p \quad \text{Equação 12}$$

Os valores de deformação lateral no exterior da coroa provocada pela pressão da expansão do núcleo reativo devido à reação álcali-agregado foram obtidos aplicando os valores da pressão  $p$  na Equação 10.

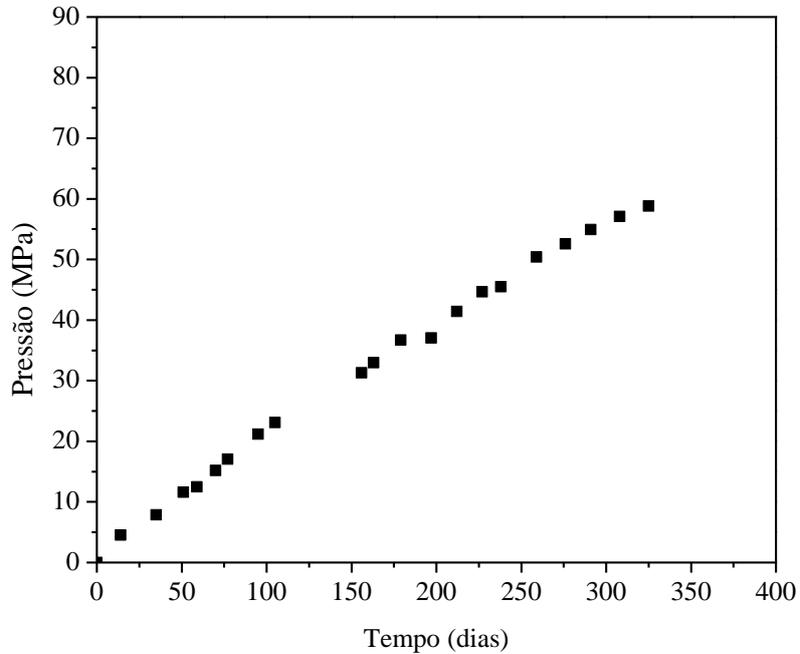


Figura 6.9 –Evolução da pressão ao longo do tempo.

A Figura 6.10 apresenta a curva deslocamento lateral no tempo dos valores obtidos de deformação lateral calculada através da pressão exercida do núcleo reativo interior da coroa externa e da deformação lateral lida pelo Robô no núcleo reativo cintado pelo concreto de alto desempenho CONAD.

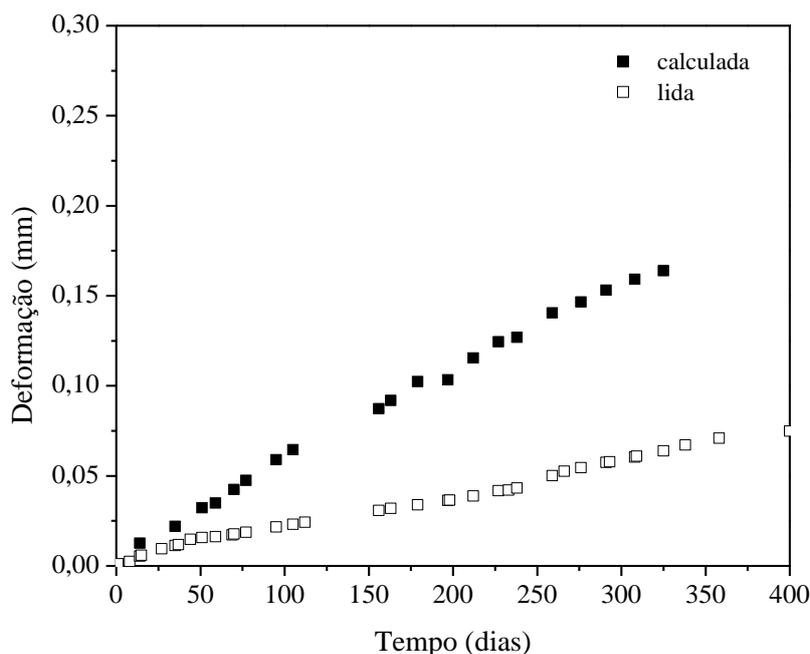


Figura 6.10 – Comparação das deformações laterais devido à expansão provocada pela reação álcali-agregado obtidas ao longo do tempo.

Mediante a Figura 6.10, verifica-se que a hipótese considerada no problema não é verdadeira, ou seja, já no início das leituras percebe-se a eficiência do sistema de reparo utilizado na inibição da expansão provocada pela reação. A pressão  $p$  modificou a deformação lateral devido à reação álcali-agregado. Nota-se que já nas primeiras idades, aos 14 dias, ocorre uma pressão de 5MPa, e até aos 50 dias a pressão já atingiu um valor por volta de 10 MPa, onde a coroa externa exerce esta pressão sobre o núcleo reativo, impedindo a expansão. Este comportamento pode ser observado até a idade aproximada de 95 dias, onde a pressão atinge um valor de 21,2 MPa. Depois desta idade, a inibição da expansão tende a estabilizar.

As duas etapas do comportamento entre valores de  $\beta$  ao longo do tempo, referentes à relação das curvas de deslocamento lateral calculado através dos valores de pressão obtidos ao longo do tempo e dos valores de deslocamento lateral lido pelo Robô no corpo de prova cintado pelo concreto de alto desempenho podem ser compreendidas melhor pela Figura 6.11.

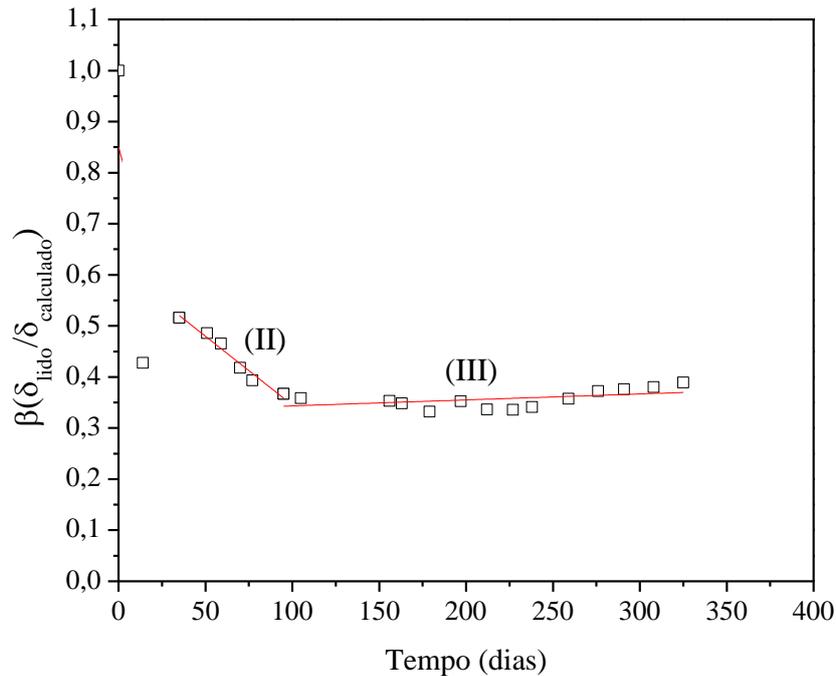


Figura 6.11 – Relação entre o deslocamento lateral calculado e o deslocamento lateral lido ao longo do tempo.

Diferente do comportamento obtido quando o compósito cimentício SHCC foi utilizado, o núcleo reativo cintado pelo concreto de alto desempenho apresentou somente duas etapas na tendência do comportamento da curva. A Etapa I não ocorre para esta mistura, já nas primeiras idades a pressão exercida entre 5 e 10 MPa é capaz de inibir o deslocamento lateral do núcleo reativo, correspondendo à Etapa II, que irá ocorrer até uma pressão de 21,2 MPa, aos 95 dias. A partir desta data inicia-se a Etapa III, indicando da mesma forma, que para valores acima de 20 MPa, ocorre uma tendência constante nos valores de  $\beta$ .

Com os valores obtidos, pode-se concluir que os materiais utilizados no cintamento do núcleo reativo apresentam dois comportamentos distintos: a pressão exercida da coroa externa desenvolvida com o concreto de alto desempenho inibe a expansão no núcleo reativo já nas primeiras idades, enquanto que para o caso do compósito cimentício SHCC, a coroa externa só irá desempenhar o papel de cintamento do concreto reativo a partir de 105 dias. Porém, os dois materiais utilizados foram eficientes no controle da expansão residual gerada pelo núcleo reativo, devendo-se avaliar a estrutura afetada para a escolha da aplicação dos reparos estudados.

## 6.4 ANÁLISE DA FISSURAÇÃO NO SISTEMA DE REPARO

De acordo com o registro fotográfico, pode-se notar que os concretos reativos encapsulados pelo compósito SHCC apresentaram a marcação da fissuração após 6 dias de imersão na solução de NaOH. Nas figuras, a seguir, (Figura 6.12, Figura 6.14, Figura 6.16 e Figura 6.17) são mostradas a evolução da fissuração deste sistema de reparo com o ataque da reação álcali-agregado. A Figura 6.13 e a Figura 6.15 mostram o quadro fissuratório do reparo após 2 anos de imersão na solução de NaOH. As 5 linhas pontilhadas que cortam a fissura correspondem aos locais onde foi realizada a leitura da abertura de fissura para obtenção da abertura média.

Nos concretos reativos encapsulados pelo SHCC, as fissuras encontram-se dispostas de forma aleatória, com abertura de fissura variando de 0,028 mm até 0,083 mm até os 342 dias de imersão na solução deletéria. Pode-se observar que com a evolução da RAA, após a idade de 2 anos, ocorre um aumento na abertura média de fissuras atingindo 0,089 mm. Também se pode notar que, com a expansão do núcleo de concreto reativo, ocorre a formação de novas fissuras no compósito (indicada pelas setas nas figuras), mostrando o comportamento dúctil com alta capacidade de deformação na tração direta, como foi apresentado pelo gráfico tensão *versus* deformação da Figura 6.2(a).

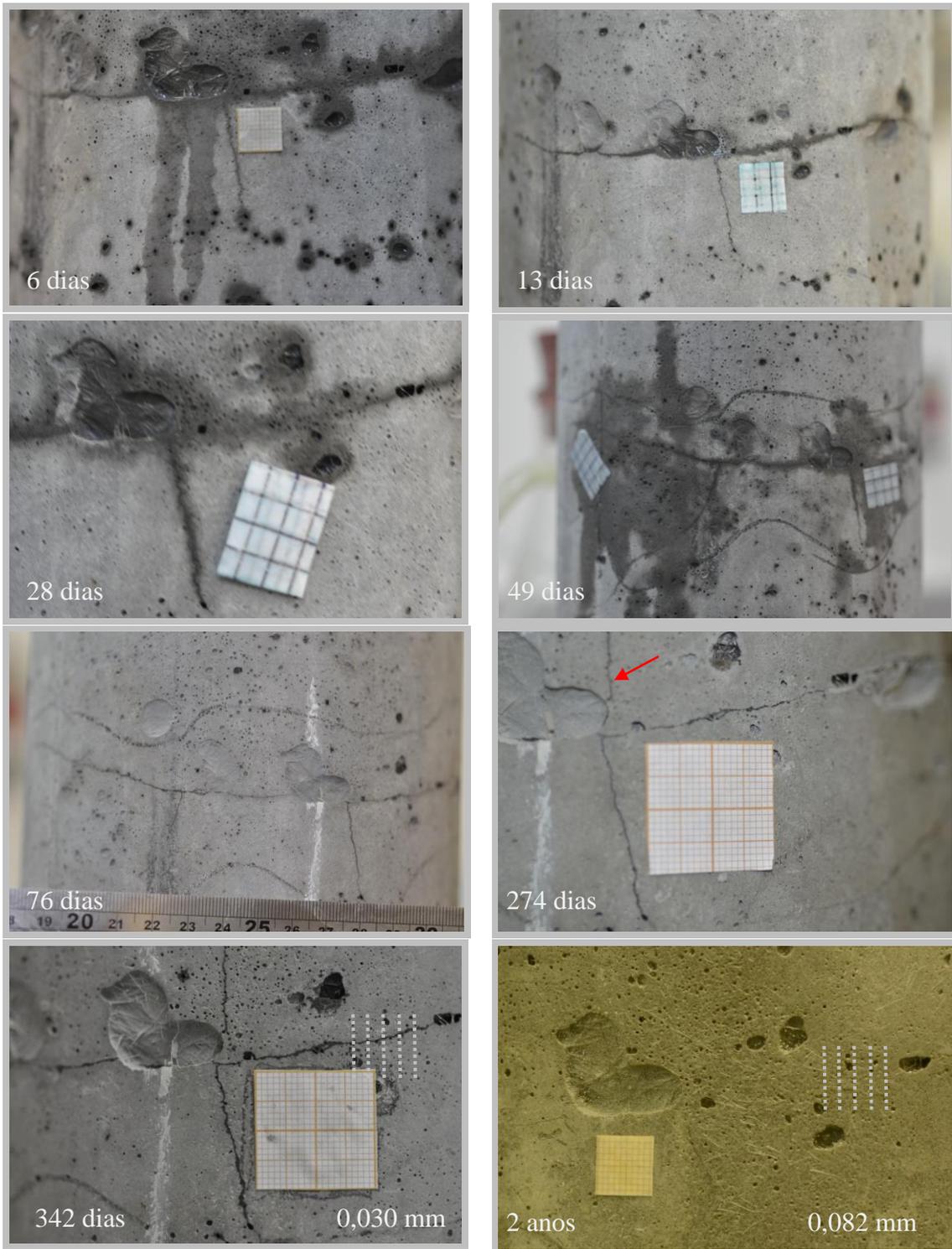


Figura 6.12 – Fissuração SHCC (CP01).



Figura 6.13 – Quadro fissuratório do corpo de prova após 2 anos de imersão na solução de NaOH (CP01).

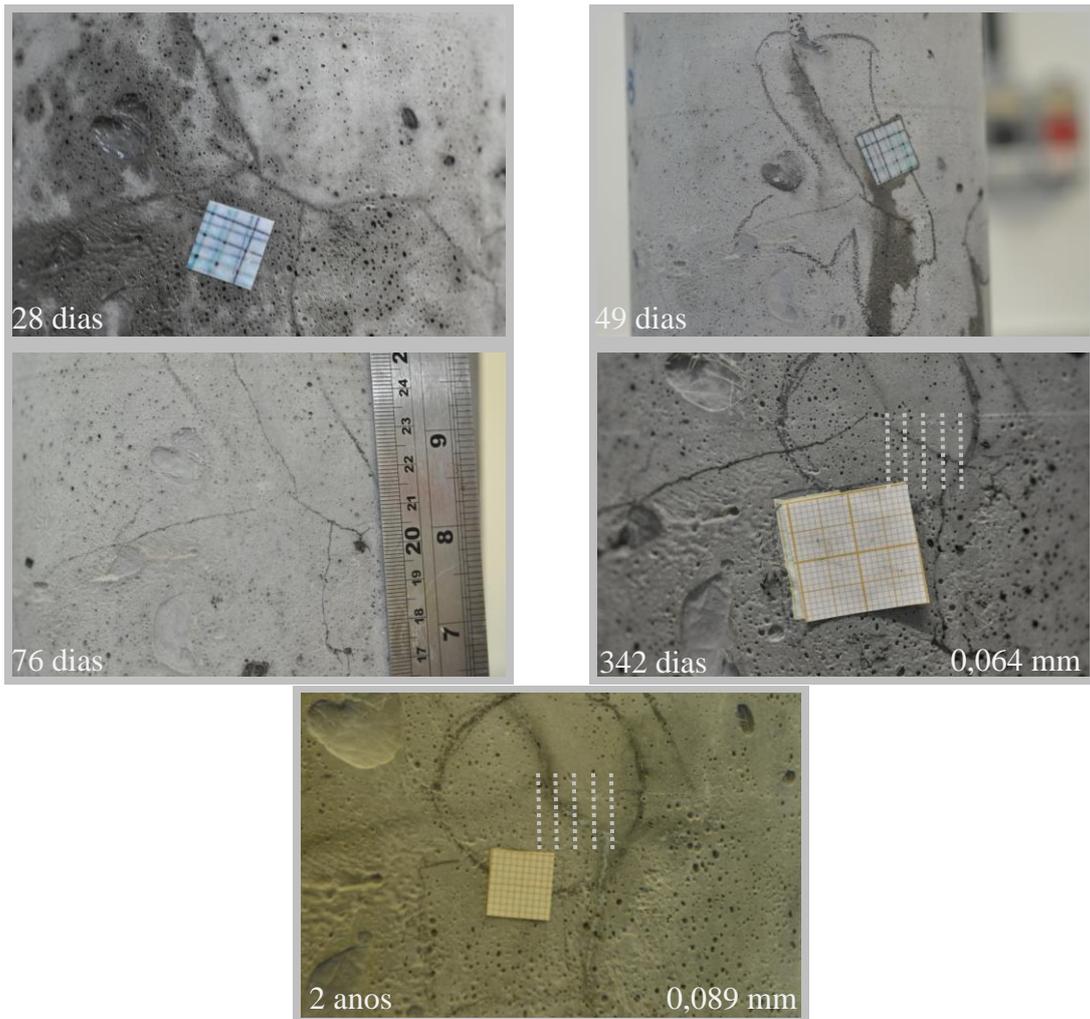


Figura 6.14 – Fissuração SHCC (CP02).



Figura 6.15 – Quadro fissuratório do corpo de prova após 2 anos de imersão na solução de NaOH (CP02).

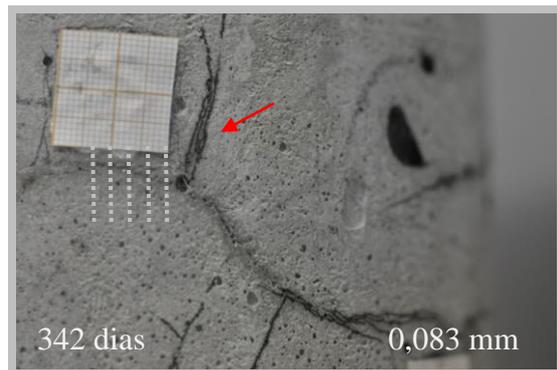


Figura 6.16 – Fissuração SHCC (CP03).

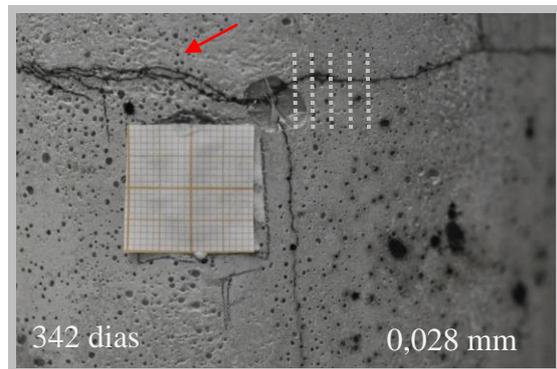
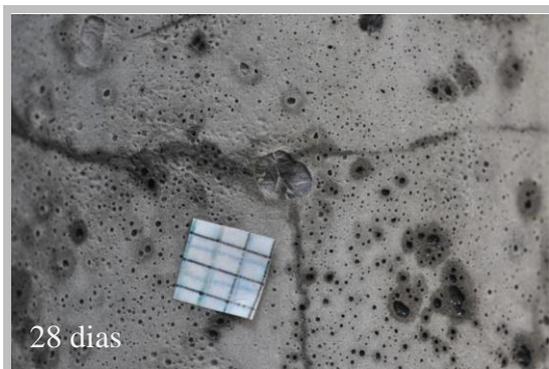


Figura 6.17 – Fissuração SHCC (CP03).

Já para os concretos reativos que foram reparados com o concreto de altíssimo desempenho, o CONAD, as fissuras só foram visualizadas após 266 dias da imersão na solução de NaOH. As figuras a seguir (Figura 6.18 à Figura 6.23) mostram as fissuras dos três corpos de prova do sistema de reparo CONAD na idade após 266 dias e após 2 anos de imersão na solução de NaOH. Em cada fissura foram realizadas 5 leituras de abertura (indicada pela linha pontilhada cortando a fissura) e calculada a abertura média da fissura.

É possível observar que na idade após 266 dias de imersão na solução de NaOH, a disposição das fissuras ocorre preferencialmente na direção longitudinal do corpo de prova, com valores de abertura média de fissuras variando de 0,030 mm a 0,060 mm. Após 2 anos de imersão na solução alcalina, observou-se um aumento expressivo na abertura média de fissura dos corpos de prova variando de 0,129 mm a 0,301 mm. Com base nesses resultados, o CONAD utilizado no presente trabalho foi capaz de resistir por maior tempo o início da fissuração, no entanto, devido à baixa tenacidade pós-pico (visualizada na Figura 6.2(b)) desse material, verifica-se que após 2 anos de ensaio a abertura das fissuras foi de 3,2 até 4,3 vezes superior às verificadas na idade de 266 dias de imersão na solução de NaOH.

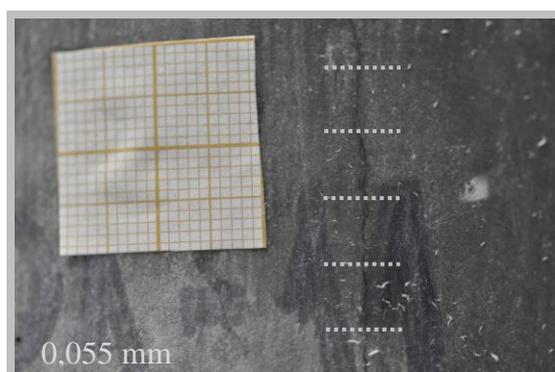


Figura 6.18 – Fissuração CONAD aos 266 dias de imersão na solução de NaOH (CP01)



Figura 6.19 – Fissuração CONAD após 2 anos de imersão na solução de NaOH (CP01)

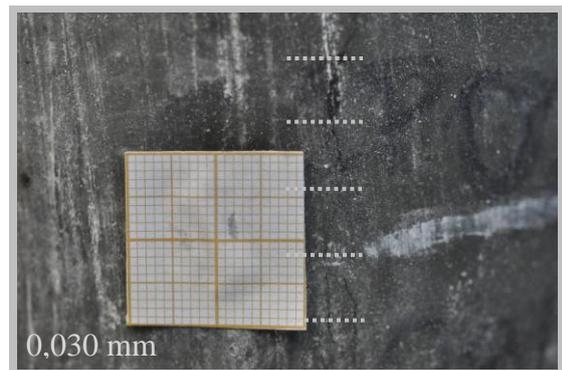


Figura 6.20 – Fissuração CONAD aos 266 dias de imersão na solução de NaOH (CP02).

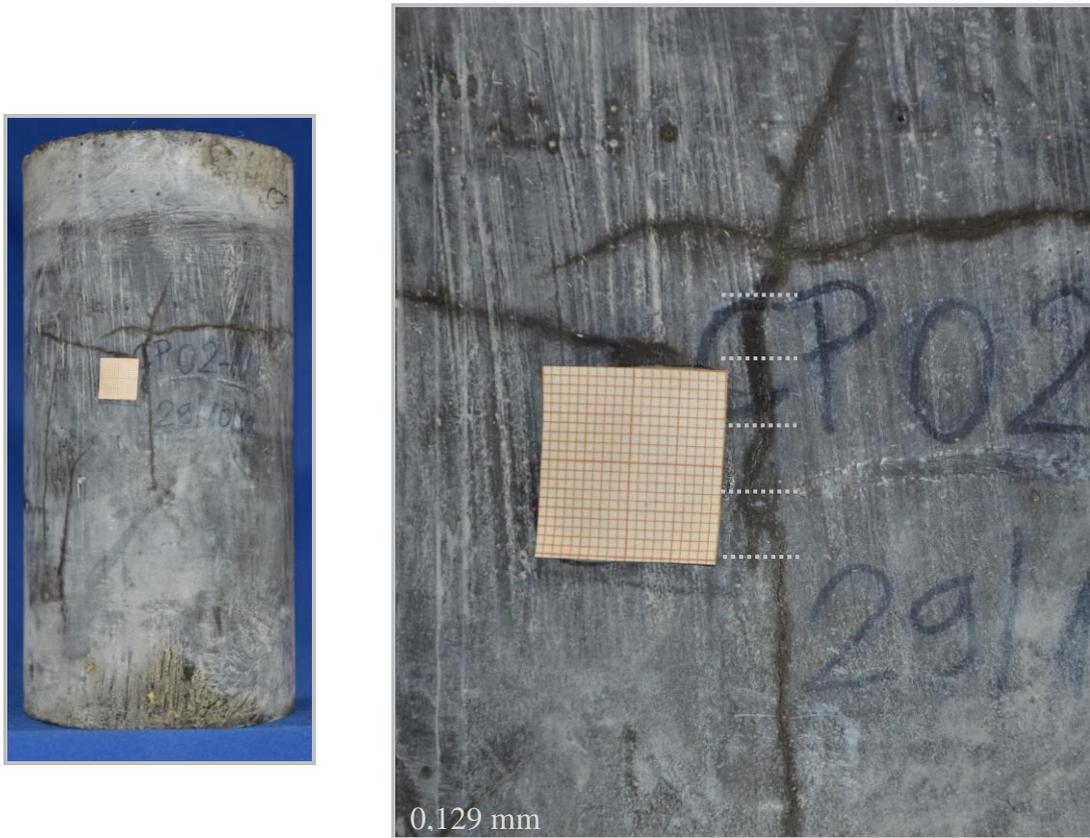


Figura 6.21 – Fissuração CONAD após 2 anos de imersão na solução de NaOH (CP02).

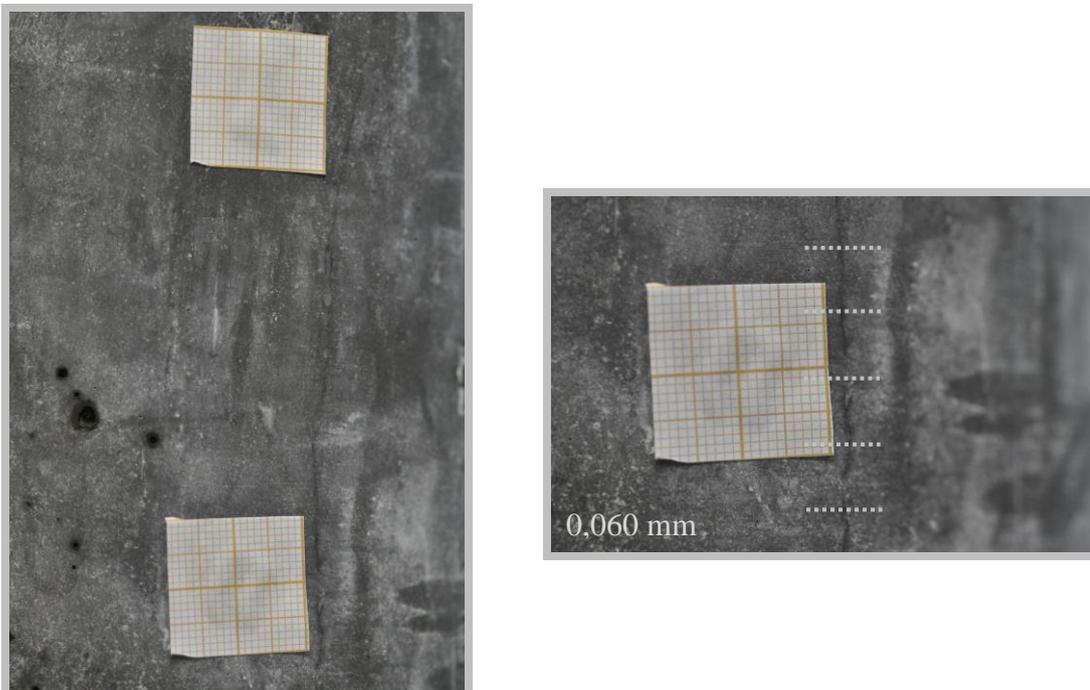


Figura 6.22 – Fissuração CONAD aos 266 dias de imersão na solução de NaOH (CP03).

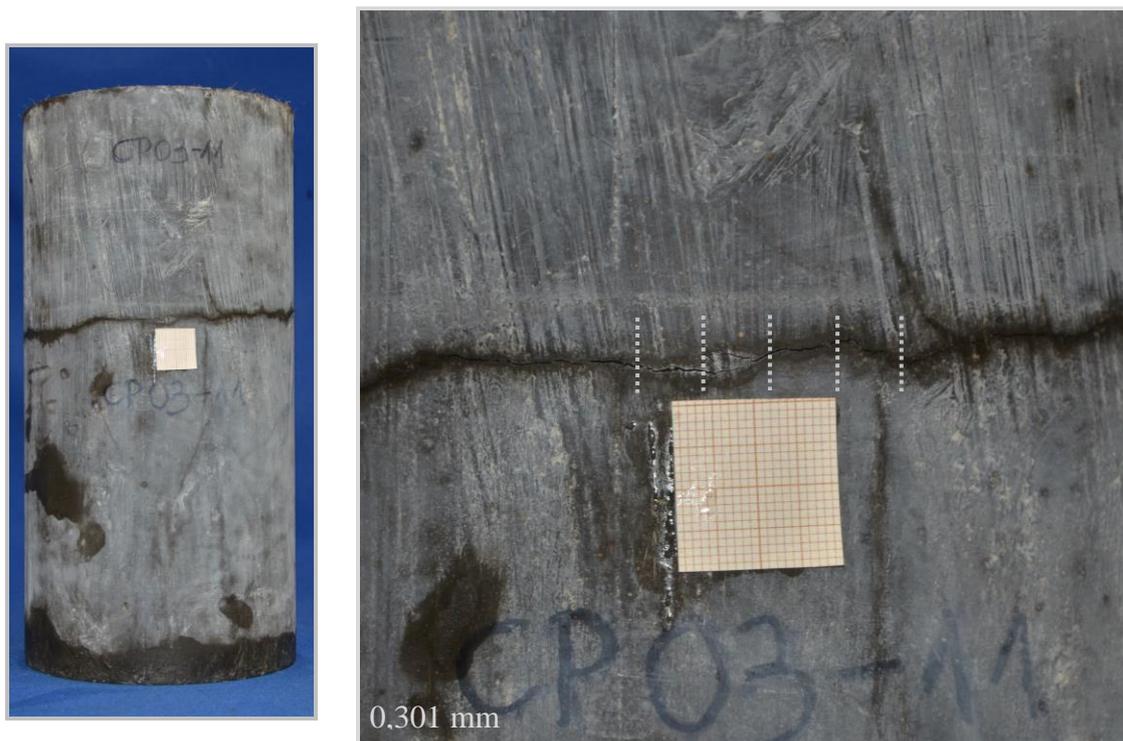


Figura 6.23 – Fissuração CONAD após 2 anos de imersão na solução de NaOH (CP03) – outro local.

Com base nesses resultados, foi verificado que os dois materiais utilizados como reparo foram eficientes no controle da expansão residual provocada pelo concreto reativo deteriorado. No entanto, a aplicação deve ser utilizada de formas distintas. O SHCC proporciona um controle mais eficiente na expansão residual em uma estrutura afetada pela RAA a longo prazo, quando a expansão residual do concreto a ser reparado é desconhecida. Por ter uma alta ductilidade, ocorre uma distribuição de tensões no compósito, formando inúmeras fissuras com pequenas aberturas. No caso do CONAD, o material é altamente impermeável e resiste bem ao início da fissuração. Porém a abertura de fissura é gradativa ao longo do tempo. Portanto, este material pode ser aplicado em locais em que se pretende impermeabilizar a estrutura de concreto reativo ou em estruturas que apresentem ainda baixa expansão residual.

## 7 CONCLUSÕES

Em relação à parte preventiva desenvolvida no presente estudo, com base nos resultados obtidos, as principais conclusões são descritas a seguir.

Em relação à reologia, o concreto reativo de referência, produzido no presente estudo, apresentou características de elevada fluidez, com a capacidade da utilização das fibras de aço em substituição do volume de concreto. Os concretos fibrosos desenvolvidos a partir da matriz de referência apresentou boa trabalhabilidade para moldagem.

No estado endurecido, pode-se notar que as todas as misturas fibrosas desenvolvidas para o presente trabalho foram eficientes no controle da expansão provocada pela RAA, no entanto, para as fibras longas, houve uma saturação no volume de fibras utilizado, uma vez que os teores de 0,5% e 1,0% apresentaram a mesma magnitude de expansão para os dois comprimentos de fibras utilizados. Para as fibras curtas, foi visto que, o concreto com o maior teor de reforço fibroso apresentou uma maior redução da expansão. A eficiência das fibras no controle da RAA só foi observado após 90 dias de imersão na solução de NaOH. No entanto, ao final do ensaio, os concretos fibrosos são capazes de reduzir à expansão do concreto de referência pela metade.

Assim como citado por LARIVE (1997), os valores de percentual de expansão longitudinal são superiores às expansões laterais nas mesmas datas de ensaio para todas as misturas desenvolvidas. Para o concreto de referência, a expansão longitudinal é 20% superior à expansão lateral. Já para os concretos fibrosos, as misturas CR\_0,5\_60 e

CR\_1,0\_60, as expansões longitudinais das misturas foram 80% e 100%, respectivamente, superiores às expansões laterais, enquanto que para as misturas CR\_0,5\_13 e CR\_1,0\_13 este valor correspondeu a 70%. Este comportamento foi explicado pelas as imagens obtidas na microtomografia computadorizada, onde as fibras de aço estão distribuídas preferencialmente na direção diagonal e horizontal, com isto, justifica-se a redução expressiva da expansão lateral em relação à direção longitudinal nos concretos fibrosos analisados, quando comparados com a relação das expansões nas duas direções do concreto de referência. No caso da mistura CR\_1,0\_60, pelas imagens da micrografia foi visualizado um maior acamamento das fibras devido à vibração do concreto no momento da moldagem, o que justifica a expansão lateral ainda inferior em relação à expansão longitudinal.

Pela análise visual da fissuração dos concretos reativos, em todas as misturas, foi observada uma intensa microfissuração da amostra com abertura de fissuras bem definidas. No entanto, no concreto reativo de referência observou-se abertura de fissuras superiores às do concreto contendo reforço fibroso, com abertura de fissura média de 0,159 mm, variando entre de 0,093 mm até 0,285 mm. No caso dos concretos fibrosos, a abertura de fissura ocorreu numa mesma magnitude para todas as misturas, porém, o melhor comportamento foi observado para a mistura CR\_1,0\_13. Conforme estes resultados, pode-se concluir que predominância de abertura média de fissuras maiores no concreto de referência pode ter proporcionado a redução da resistência à compressão e módulo de elasticidade verificada nestes concretos após 365 dias de imersão na solução de NaOH. Ainda pode ser justificado o comportamento encontrado no ensaio de variação dimensional, que como a fissuração encontrada nos corpos de prova dos concretos fibrosos ocorreu numa mesma magnitude, a expansão dos concretos fibrosos verificada também irá ocorrer em uma mesma proporção.

Em relação à resistência à compressão, apenas o uso de 0,5% de fibras de 60 mm apresentou valor de resistência inferior ao do concreto de referência, porém, com a evolução da RAA, os valores obtidos ao final do ensaio mostraram que todos os concretos fibrosos apresentaram valores de resistência similares ao concreto de referência, e a mistura contendo 1,0% de fibras de 60 mm apresentou resultados superiores ao do concreto de referência. Na evolução da RAA nas misturas desenvolvidas para a presente pesquisa, foi observado que as misturas fibrosas foram

eficientes no controle da redução da resistência à compressão observada no concreto reativo de referência, ao final do ensaio. Quanto aos valores de módulo de elasticidade, a utilização do reforço fibroso apresentou uma redução da rigidez do concreto de referência quando foi utilizado o volume de 0,5% de fibras para os dois comprimentos de 60 mm e 13 mm, no entanto, ao final do ensaio, da mesma forma que ocorreu com os resultados da resistência à compressão, todos os concretos fibrosos apresentaram valores de resistência similares ao concreto de referência, e a mistura contendo 1,0% de fibras de 60 mm apresentou valor de rigidez superior ao do concreto de referência. Com a evolução da RAA, a mistura CR\_1,0\_13 foi capaz de retardar o início da microfissuração da matriz de concreto, enquanto que as demais misturas fibrosas mostraram a eficiência em controlar a propagação da fissuração na matriz, controlando a redução do módulo de elasticidade até o final do ensaio. O programa experimental apresentado mostra que as fibras de aço utilizadas como reforço no concreto, assim como em argamassas, também são capazes de reduzir o efeito da reação álcali-agregado em concretos, além de reduzir significativamente a expansão provocada pelo produto da reação, também proporcionam melhores resultados das propriedades mecânicas em estruturas deterioradas pela reação.

Na evolução do ensaio de flexão em quatro pontos, observou-se que, até a idade de 90 dias, as cinco misturas produzidas não mostraram valores de tensão de primeira fissura estatisticamente diferentes entre si. No entanto, a partir de 180 dias de imersão na solução alcalina, foi observado que os concretos contendo reforço fibroso apresentaram valores de tensão de primeira fissura superiores ao valor encontrado para o concreto de referência, sem fibras. O mesmo comportamento foi observado para a idade de 365 dias de imersão na solução de NaOH. No entanto, os valores de deslocamentos correspondentes à tensão de primeira fissura obtidos não alteraram de forma significativa o valor do deslocamento obtido para o concreto referência no final do ensaio.

Para os valores de máxima tensão pós-fissuração encontrados, apenas os concretos reforçados com fibras de aço de 60 mm promoveram acréscimos no módulo de ruptura do concreto de referência. A mistura contendo 1% de fibras de aço de 60 mm já apresentou este aumento na máxima tensão pós-fissuração na idade de 28 dias após a moldagem. Da mesma forma, esta mistura proporcionou um aumento de até 5 vezes do

valor obtido para o deslocamento referente à máxima tensão pós-fissuração do concreto de referência ao final do ensaio. As misturas reforçadas com fibras de aço de 13 mm de comprimento apresentaram valores de módulo de ruptura estatisticamente similares ao do concreto de referência.

Em relação ao sistema de reparo do presente trabalho, foi visto que os dois materiais utilizados como reparo foram eficientes no controle da expansão do concreto reativo, porém, a estrutura a ser reparada deve ser avaliada antes da escolha do material a ser aplicado. Devido ao comportamento ductil apresentado pelo SHCC, com a expansão do concreto reativo, no interior do sistema de reparo, ocorre a multifissuração do compósito proporcionando uma redistribuição de tensões no sistema, gerando múltiplas fissuras, porém com pequena abertura, capaz de controlar com maior eficiência a mitigação da expansão residual em uma estrutura afetada pela RAA a longo prazo. O CONAD, foi capaz de inibir a expansão da RAA em uma maior magnitude, como também foi capaz de retardar o início da fissuração do sistema de reparo.

## **7.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

Com o objetivo de aprofundar os conhecimentos sobre a aplicação de concretos fibrosos nos sistemas de prevenção e de reparo de concretos deteriorados pela RAA, outros estudos devem ser conduzidos, tais como:

- Utilização de diferentes frações volumétricas e relações de aspecto de fibras de aço e PVA como medida preventiva da reação, em concreto potencialmente reativo, visando compreender detalhadamente os mecanismos de ação do reforço fibroso.
- Desenvolvimento de um modelo numérico que represente o concreto submetido à expansão provocada pela reação álcali-agregado. Inclusão das fibras no modelo mecânico e no programa de elementos finitos já desenvolvido no PEC/COPPE.

## 8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABDULLAH, S.; SHAYAN A.; AL-MAHAIDI, R., Strain monitoring of CRFP wrapped RC columns damaged by alkali-aggregate reaction. Proceedings 14<sup>th</sup> ICAAR, Austin, 2012.
- AGUAS, M. F. F., *Influência da adição de cinza de bagaço de cana na reação álcali-silica*. Tese D.Sc, UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, Brasil, 2014.
- AITCIN, P. C. Concreto de Alto Desempenho. Editora Pini, São Paulo, 2000, 669 pag.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 1997, *Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber-Reinforced Concrete: ASTM C-1018*. Philadelphia.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2002, *Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression: ASTM C-469*. Philadelphia.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2005, *Standard Test Method for determination of length change of concrete due alkali-silica reaction: ASTM C-1293*. Philadelphia.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2008, *Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Aggregates (Mortar-Bar Method): ASTM C-1260*. Philadelphia.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 2008, *Standard Guide for Petrographic Examination of Aggregates for Concrete: ASTM C-295*. Philadelphia.
- ANDRADE, T. Histórico de Casos de RAA Ocorridos Recentemente em Fundações de Edifícios na Região Metropolitana do Recife. Rio de Janeiro. 48º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON 2006.

- ANDIÇ, Ö, C. K.; YARDIMCI, M. Y., RAMYAR, K., Performance of carbon, polyvinylalcohol and steel based microfibers on alkali-silica reaction expansion, *Construction and Building Materials*, v. 22, p. 1527-1531, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996, *Determinação da resistência à compressão: NBR 7215*.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1996, *Concreto - Determinação da resistência à tração na flexão de corpos-de-prova prismáticos NBR NM 55*.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1998, *Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone NBR NM 67*.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, *Concreto - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água NBR NM 53*.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, *Agregados - Determinação da composição granulométrica NBR NM 248*.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2004, *Cimento Portland - Análise química - Método de arbitragem para a determinação de óxido de sódio e óxido de potássio por fotometria de chama NBR NM 17*.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2005, *Argamassa e concreto endurecido – Determinação da absorção de água por imersão, Índice de vazios e massa específica: NBR 9778*.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2005, *Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Preparo da mistura e determinação do índice de consistência: NBR 13276*.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, *Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos NBR5739*.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, *Agregados – Reatividade álcali-agregado. Parte 3: Análise petrográfica para verificação da potencialidade reativa de agregados em presença de álcalis do concreto. NBR 15577*.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, *Agregados – Reatividade álcali-agregado. Parte 6: Determinação da expansão em prismas de concreto. NBR 15577*.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, *Concreto Autoadensável Parte 4: Determinação da viscosidade. Método do funil “V”. NBR 15823*.

- BEGLARIGALE, A. & YAZICI, H., The effect of alkali-silica reaction on steel fiber-matrix bond characteristics of cement based mortars, *Construction and Building Materials*, v. 47, p. 845-860, 2013.
- BEKTAS, F.; TURANLI, L.; OSTERTAG, C. P., New approach in mitigating damage caused by alkali-silica reaction, *Journals of Materials Science*, vol. 41, pp. 760-763, 2006.
- CARVALHO, M. R. P., *Influência das fibras de aço no desenvolvimento da reação álcali-agregado*. Dissertação M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2008.
- CARVALHO, M. R. P.; FAIRBAIRN, E. M. R.; TOLEDO FILHO, R. D.; CORDEIRO, G. C.; HASPARYK, N. P., Influence of steel fibers on the development of alkali-aggregate reaction, *Cement and Concrete Research*, v. 40, pp. 598-604, 2010.
- DE LARRARD, F. *Concrete Mixture Proportioning: A Scientific Approach*. Modern Concrete Technology Series, vol. 9, E&FN SPON, London, 1999.
- EFNARC, European Association for Producers and Applicators of Specialist Building Products. "Specification and guidelines for self-compacting concrete", pp. 1-32, 2002.
- FERRARIS, C., DE LARRARD, F. Testing and Modelling of Fresh Concrete Rheology. National Institute of Standards and Technology Internal Report 6094, 61 p., 1998.
- FORMAGINI, S. Dosagem científica e caracterização mecânica de concretos de altíssimo desempenho. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2005.
- GARCI JUENGER, M. C. & OSTERTAG, C. P. "Effect of selective positioning of steel microfibers on alkali-silica reaction", *Concrete Science and Engineering*, v. 4, pp. 91-97, 2002.
- GRABOIS, T. M., *Desenvolvimento e caracterização experimental de concretos leves autoadensáveis reforçados com fibras de sisal e aço*. Dissertação M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2012.
- GRÜNEWALD, S.; WALRAVEM, J. C. Rheological Measurements on Self-Compacting Fibre Reinforced Concrete. In: RILEM Symposium on Self-compacting Concrete: August 17 – 20/2003. Ed. WALLEVIK, O., NIELSSON, I. p. 49-58.
- HADDAD, R. H. & SMADI, M. M. "Role of fibers in controlling unrestrained expansion and arresting cracking in portland cement concrete undergoing alkali-silica reaction", *Cement and Concrete Research*, v. 34, pp. 103-108, 2004.

- HASPARYK, N. P., *Investigação de concretos afetados pela reação álcali-agregado e caracterização avançada do gel exsudado*. Tese de D.Sc., Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, Brasil, 2005.
- HOBBS, D. W. *Alkali-silica reaction in concrete*. London: Thomas Telford, 1988. 183p.
- JCI SF4, Method of test for flexural strength and flexural toughness of fibre reinforced concrete. JCI Standards for test methods of fibre reinforced, Japan Concrete Institute, pp 45-51, Japan, 1983.
- KUPERMAN, S. C.; SALLES, F. M.; PÍNFAARI, J. C.; CARNEIRO, E. F. A CESP e a detecção da reação álcali-agregado. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 26., 2005. *Anais...* Goiânia: CBDB, 2005. p. 7.
- LARIVE, C., *Apport combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alkali-reaction et ses effets mécaniques*. Thesis (PhD), École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 1997.
- MAGALHÃES, M. S., *Caracterização Experimental de Compósitos Cimentícios Reforçados com Fibras de PVA: Processo de Fratura, Propriedades Térmicas, Deformações Diferidas e Estabilidade Térmica*, Tese D.Sc, UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, Brasil, 2010.
- MARANGON, E., *Caracterização material e estrutural de concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço*, Tese D.Sc, UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, Brasil, 2011.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M., *Concreto - Estrutura, propriedades e materiais*. 1 ed. São Paulo: PINI, 1994.
- MOHR, B. J.; HOOD, K. L.; KURTIS, K. E., Mitigation of alkali-silica expansion in pulp fiber-mortar composites. *Cement and Concrete Composites*, v. 31, pp. 677-681, 2009.
- NBN B 15 238 – Essais des betons reinforce des fibres – Essai de flexion sur éprouvettes prismatiques, Institute Belge de Normalisation (IBN), Brussels, Belgium, 1992, 9 p.
- NEVILLE, A. M., *Propriedades do Concreto*. 2. ed. São Paulo: PINI, 1997.
- OLIVEIRA, A. M., *Fluência e comportamento sob cargas térmicas e hídricas de compósitos cimentícios reforçados com fibras de PVA*. Exame de Qualificação D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2013.
- OSTERTAG, C. P.; YI, C.; MONTEIRO, P. J. M. Effect of confinement on properties and characteristics of alkali-silica reaction gel, *ACI Materials Journal*, v. 104, n. 3, pp. 276-282, 2007.

- PARK, S. B. & LEE, B. C. Studies on Expansion Properties in Mortar Containing Waste Glass and Fibres, *Cement and Concrete Research*, v. 34, pp. 1145-1152, 2004.
- PECCHIO, M.; KIHARA, Y.; BATTAGIN, A. F.; ANDRADE, T. Produtos da reação álcali-silicato em concretos de edificações da região do Grande Recife – PE. Rio de Janeiro. 48º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON 2006.
- RILEM TC 106-3, Detection of potential alkali-reactivity of aggregates - Method for aggregate combinations using concrete prisms, 2000.
- SHAYAN, A., XU, A., SALAMY, R., Confinement of AAR expansion in cylindrical reinforced columns by CRFP wrapping. Proceedings 14<sup>th</sup> ICAAR, Austin, 2012.
- Selfcompacting Concrete European Work Group, 2005, "*The European Guidelines for Self Compacting Concrete: Specification, Production and Use*". p. 63.
- SILVA, G. A., Recuperação de blocos de coramento afetados pela reação álcali-agregado. Dissertação de Msc., Universidade Católica de Pernambuco, Recife, PE, Brasil, 2007.
- TURANLI, L.; SHOMGLIN, C. P.; MONTEIRO, P. J. M. "Reduction in alkali-silica expansion due to steel microfibers", *Cement and Concrete Research*, v. 31, n. 5, p. 825-827, 2001.
- VALDUGA, L., *Reação Álcali-Agregado – Mapeamento de Agregados Reativos do Estado de São Paulo*. Dissertação de M.Sc., Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, SP, Brasil, 2002.
- VELASCO, R. V., *Concretos autoadensáveis reforçados com elevadas frações volumétricas de fibras de aço: propriedades reológicas, físicas, mecânicas e térmicas*, Tese D.Sc, UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro, Brasil, 2008.
- YAZICI, H., The effect of steel micro-fibers on ASR expansion and mechanical properties of mortars, *Construction and Building Materials*, v. 30, p. 607-615, 2012.
- YI, C. K.; OSTERTAG, C. P., Mechanical approach in mitigating alkali-silica reaction, *Cement and Concrete Research*, v. 35, n. 5, p. 67-75, 2005.