



Universidade Federal de Alagoas – UFAL
Unidade Acadêmica Centro de Tecnologia – CTEC
Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil – PPGEC



PEDRO GUSTAVO DOS SANTOS BARROS

**AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES DE
DURABILIDADE DO CONCRETO AUTO-
ADENSÁVEL OBTIDO COM RESÍDUO DE
CORTE DE MÁRMORE E GRANITO**

MACEIÓ

2008

PEDRO GUSTAVO DOS SANTOS BARROS

**AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES DE
DURABILIDADE DO CONCRETO AUTO-
ADENSÁVEL OBTIDO COM RESÍDUO DE
CORTE DE MÁRMORE E GRANITO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil

Área de concentração: *Estruturas*

Orientador: Prof. Dr. Paulo César Correia Gomes

Co-orientador: Prof. Dr^a. Silvia B. Berger Uchôa

MACEIÓ

2008

Catálogo na fonte
Universidade Federal de Alagoas
Biblioteca Central
Divisão de Tratamento Técnico

Bibliotecária Responsável: Helena Cristina Pimentel do Vale

- B277a Barros, Pedro Gustavo dos Santos.
Avaliação das propriedades de durabilidade do concreto auto-adensável obtido com resíduo de corte de mármore e granito / Pedro Gustavo dos Santos Barros.
– Maceió, 2008.
xix, 101 f. : il., tabs., graf.
- Orientador: Paulo César Correia Gomes.
Co-Orientadora: Silvia B. Berger Uchoa.
Dissertação (mestrado em Engenharia Civil : Estruturas) – Universidade Federal de Alagoas. Centro de Tecnologia. Maceió, 2008.
- Bibliografia: f. 94-101.
1. Concreto auto-adensável – Durabilidade. 2. Materiais de construção – Durabilidade. 3. Resíduo de corte de mármore e granito. I. Título.

CDU: 691.32



Universidade Federal de Alagoas – UFAL
Unidade Acadêmica Centro de Tecnologia – CTEC
Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil – PPGEC
 Campus A. C. Simões, Av. Lourival de Melo Mota, S/N
 Tabuleiro do Martins – CEP 57072-970 – Maceió – Alagoas
 Tel/Fax: (82) 3214-1276
 E-mail: ppgec@ctec.ufal.br
 Homepage: <http://www.ctec.ufal.br/posgraduacao/ppgec>



Membros da Banca de Exame da Dissertação de Mestrado do Engenheiro Civil **PEDRO GUSTAVO DOS SANTOS BARROS**, intitulada “AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES DE DURABILIDADE DO CONCRETO AUTO-ADENSÁVEL OBTIDO COM RESÍDUO DE CORTE DE MÁRMORE E GRANITO”, apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Alagoas, no dia 18 do mês de julho do ano de 2008, às 9 horas e 30 minutos, na Sala de Aula do PPGEC/CTEC/UFAL.

MEMBROS DA BANCA:

Prof. Dr. Paulo César Correia Gomes
 Orientador – CTEC/UFAL

Profª Drª Silvia Beatriz Beger Uchôa
 Co-orientadora – CTEC/UFAL

Prof. Dr. Flávio Barboza de Lima
 CTEC/UFAL

Prof. Dr. Turibio José da Silva
 UFU

A Deus, que me dotou de sabedoria e vontade, como também permitiu e abençoou toda minha luta. Aos meus pais, meus irmãos, minha namorada e meus amigos que me apoiaram e incentivaram nesta grande jornada.

Agradecimentos

Primeiramente a Deus que me deu a vida, inteligência e a oportunidade de concretizar meus objetivos e me premiou, dando o merecimento da realização deste trabalho.

Aos meus pais que me ensinaram a não temer desafios e superar obstáculos, contribuíram para minha formação pessoal e profissional, incentivadores maiores de todas as minhas realizações.

Aos meus irmãos, minha namorada e meus amigos pela compreensão e apoio nos momentos de ausência em suas vidas.

Aos Professores Dr. Paulo César Correia Gomes e à Professora Dr^a Silvia Beatriz Berger Uchôa, pela dedicação na realização deste trabalho, que sem sua importante ajuda não teria sido concretizado.

A todo o corpo docente o Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil – PPGEC pelo empenho em motivar, orientar e transmitir os conhecimentos.

Ao Professor Dr. Sandro Marden Torres, da Universidade Federal da Paraíba, pelo auxílio nos experimentos com sulfatos, pela acolhida em seu laboratório e pelas valorosas orientações.

A todos os colegas de mestrado pelos incentivos e companheirismo nas horas mais difíceis.

As empresas BRITEX, IMCREL, Cimentos ZEBU, MARMOGRAN Mármore e Granitos e BASF Construction Chemicals Brasil, pela doação dos materiais necessários para confecção dos concretos.

Aos funcionários do NPT Alexandre, Colatino, Cícero, Fábio, Flabel, Sidclei, João Alberto, Marco Antonio, Valdemir e Girlei pelo apoio e ajuda em toda fase do trabalho experimental.

Resumo

O concreto auto-adensável (CAA) é um concreto especial com uma excelente fluidez no estado fresco e alta coesão. Este concreto possui a capacidade de se moldar às fôrmas, sem vibração, e passar através das armaduras, sem a ocorrência de bloqueio. As misturas de CAA utilizam aditivo superplastificante e adições minerais tipo filer e/ou modificadores de viscosidade, além de menor volume e menor dimensão máxima característica dos agregados graúdos. O uso de adições minerais provenientes de resíduos industriais como componente do concreto, principalmente os denominados concretos especiais, tem crescido em vários países. No CAA o uso dos resíduos como adição do tipo filer se mostra altamente receptivo, a exemplo da “lama” gerada no beneficiamento de blocos de mármore e granito. O Resíduo de Corte de Mármore e Granito (RCMG) é gerado em grande escala em muitas partes do Brasil, o que levou a Universidade Federal de Alagoas através de seus pesquisadores a desenvolverem diversos trabalhos experimentais utilizando o RCMG como adição do tipo filer. Tais trabalhos apontaram que a utilização do RCMG proporcionou melhoras no desempenho do concreto nos estados fresco e endurecido, porém, demonstraram a necessidade de um estudo mais amplo da durabilidade do CAA usando o resíduo. Neste sentido, este trabalho utilizou um CAA de composição definida em estudos prévios, que teve como adição mineral o RCMG, e dois concretos de referência, sendo um deles com aditivo inibidor de corrosão. Foram determinadas propriedades de durabilidade desses concretos, as quais foram avaliadas e comparadas entre os mesmos. As propriedades estudadas foram: permeabilidade ao ar, absorção de água por sucção capilar, resistência à carbonatação, resistência à corrosão de barras de aço imersas no concreto e resistência ao ataque por sulfatos. Os resultados mostraram que em geral, as propriedades de durabilidade do CAA foram melhores que as encontradas nos concretos convencionais.

Palavras-Chave: *Concreto auto-adensável, Resíduo, Durabilidade.*

Abstract

The self-compacting concrete (SCC) is a special concrete with excellent fluidity in the fresh state that dispenses the use of equipments of vibration for its compacting, furthermore ensures a resistance to blocking when released into elements with high rate reinforcement, decrease of transverse cross section and complex forms. The SCC mixes use a superplasticizer admixture and additions type filler and/or viscosity modifying, moreover lower volume and lower maximum size of the coarse aggregates. The use of mineral additions from industrial waste as a component of concrete, especially the so-called special concrete, has grown in several countries. In the SCC the use of waste as addition type filler is highly receptive, like the "mud" generated in the processing of blocks of marble and granite. The Residue of Court of Marble and Granite (RCMG) is generated on a large scale in many parts of Brazil, which led the Universidade Federal de Alagoas through its researchers to develop various experimental works using RCMG as addition type filler. They pointed out that the use of RCMG improved the performance of the concrete in the states fresh and hardened, however, demonstrated the need for a broader study of the durability of the CAA using the residue. In this way, this study used a SCC of previous studies, which has as filler addition the RCMG, and two reference concretes, one of them with corrosion inhibitor admixture. Properties of durability of these concretes were determined, evaluated and compared among them. The properties acquired were: air permeability, water absorption by capillary suction, carbonation resistance, corrosion resistance of steel bars embedded in the concrete and resistance to attack by sulfates. The results show that, in general, the properties of durability of the SCC were higher than those found in the conventional concretes.

Key-words: *Self-compacting concrete, Residue, Durability.*

Lista de Figuras

Figura 2.1 – Movimento do agregado graúdo (OKAMURA, 1997)	5
Figura 2.2 - Micrografia de partículas de cimento em uma solução água-cimento (a) - sem aditivo superplastificante (b) - com aditivo superplastificante (MEHTA & MONTEIRO, 1994).	10
Figura 3.1 - Pilha eletroquímica de corrosão no concreto armado (CUNHA & HELENE, 2001).	23
Figura 3.2 - Deterioração do concreto causada pela corrosão das armaduras (FERREIRA, 2000).	24
Figura 3.3 – Interação entre a estrutura de poros, mecanismos de transporte e processos de degradação (SCHUTTER et al., 2003).	26
Figura 4.1 - Curvas granulométricas da brita 12,5 e da areia média.	31
Figura 4.2 – (a) Vista frontal da entrada dos teares; (b) Bloco na saída dos teares já desdobrado em chapas; (c) Parte mecânica dos teares; (d) Vista lateral dos teares (LISBÔA, 2004).	33
Figura 4.3 – (a) Processo de corte das chapa brutas; (b) Processo de polimento das chapas (LISBÔA, 2004).	34
Figura 4.4 – (a) Detalhe da valeta que leva o resíduo aos tanques com água; (b) Material dos tanques sendo bombeado para as lagoas (LISBÔA, 2004).	34
Figura 4.5 – (a) Detalhe da lagoa em sua fase madura; (b) Detalhe da camada corrosiva provocada pela presença de granalha (CAVALCANTI, 2006).	35
Figura 4.6 – (a) Pré-secagem do resíduo espalhado sobre lona plástica; (b) Resíduo armazenado em tonéis após a pré-secagem.	35
Figura 4.7 – (a) Apiloamento do resíduo; (b) Peneiramento; (c) Resíduo estocado e pronto para ser utilizado.	36
Figura 4.8 – Resultado da granulometria à laser.	37
Figura 4.9 – Ensaio do abatimento do tronco de cone para concretos convencionais....	43
Figura 4.10 – Ensaio do espalhamento (CAVALCANTI, 2006).	44
Figura 4.11 – Teste de bloqueio (CAVALCANTI, 2006).	44
Figura 4.12 – Esquema do ensaio de absorção capilar. (MOURA, 2000).....	45
Figura 4.13 – Corpo-de-prova com placa de PVC posicionada.	47
Figura 4.14 – (a) Esquema geral do ensaio com balança de precisão e reservatório de água; (b) Corpos-de-prova posicionados com ensaio em andamento.....	47

Figura 4.15 – Detalhe da execução dos furos no concreto com furadeira de bancada. ..	48
Figura 4.16 – (a) Equipamento e esquema do ensaio; (b) Detalhe do vacuômetro e do registro, instalados em um trecho da mangueira (BARROS, 2006).....	49
Figura 4.17 – (a) Esquema do corpo-de-prova utilizado no método de Figg; (b) Detalhe do furo realizado no corpo-de-prova para medição da permeabilidade (BARROS, 2006).	49
Figura 4.18 – Eletrodo de referência (cobre/sulfato de cobre) utilizado (UCHÔA, 2007).	50
Figura 4.19 – Esquema do corpo-de-prova do ensaio de potencial de corrosão.	51
Figura 4.20 – Esquema do ensaio de potencial de corrosão.	52
Figura 4.21 – Esquema geral do ensaio de corrente impressa.	53
Figura 4.22 – Detalhe das ligações do circuito.	53
Figura 4.23 – Corpos-de-prova do ensaio de ataque por sulfatos.....	56
Figura 4.24 – Esquema da câmara de carbonatação acelerada.	57
Figura 4.25 – (a) Câmara de carbonatação; (b) Detalhe do sistema de controle de gases.	57
Figura 5.1 – C-I-COMP após o ensaio de abatimento de tronco de cone.....	59
Figura 5.2 – CAA-RCMG após o espalhamento.	60
Figura 5.3 – Teste de bloqueio adaptado para o concreto auto-adensável.	60
Figura 5.4 – Absorção por sucção capilar do concreto de referência.	62
Figura 5.5 - Absorção por sucção capilar do concreto com inibidor de corrosão.	62
Figura 5.6 – Absorção por sucção capilar do concreto auto-adensável.....	62
Figura 5.7 – Comparação entre a taxa de absorção dos concretos.	64
Figura 5.8 – Comparativo entre as resistências capilares dos concretos.	64
Figura 5.9 – Corpo-de-prova do ensaio de absorção por sucção capilar, após a execução do ensaio.	65
Figura 5.10 – Evolução da permeabilidade ao ar dos concretos.....	66
Figura 5.11 – Fratura do corpo-de-prova para aplicação da fenolftaleína.....	67
Figura 5.12 - Profundidade da frente da carbonatação após 8 semanas de exposição ...	69
Figura 5.13 – Profundidade da frente de carbonatação após 32 semanas de exposição. 70	
Figura 5.14 – Propagação da frente de carbonatação.	70
Figura 5.15 – Aspecto do CAA-RCMG com 32 semanas de carbonatação natural (esq.) e carbonatação acelerada (dir.) após aplicação da fenolftaleína.	71
Figura 5.16 - Aspecto do C-REF com 32 semanas de carbonatação natural (esq.) e carbonatação acelerada (dir.) após aplicação da fenolftaleína.....	71

Figura 5.17 - Aspecto do C-I-COMP com 32 semanas de carbonatação natural (esq.) e carbonatação acelerada (dir.) após aplicação da fenolftaleína.....	71
Figura 5.18 – Corpo-de-prova submetido ao ataque mais agressivo, rompido manualmente à flexão após a ruína.....	72
Figura 5.19 – Ganho de massa dos corpos-de-prova ao longo do ensaio de ataque por sulfatos.....	73
Figura 5.20 – Comparação aos ganhos de massa das amostras não submetidas aos sulfatos.....	73
Figura 5.21 – Aumento de volume dos corpos-de-prova ao longo do ensaio de ataque por sulfatos.....	73
Figura 5.22 – Comparação aos aumentos de volume das amostras não submetidas aos sulfatos.....	74
Figura 5.23 – Ruptura à flexão dos corpos-de-prova.....	74
Figura 5.24 – Corpo-de-prova após a ruptura à flexão.....	75
Figura 5.25 – Ruptura à compressão utilizando parte do corpo-de-prova do ensaio de flexão.....	75
Figura 5.26 – Comparativo das cargas de ruptura à flexão.....	76
Figura 5.27 – Comparativo das cargas de ruptura à compressão.....	77
Figura 5.28 - Variação da massa seca dos corpos-de-prova submetidos aos ciclos de molhagem e secagem.....	78
Figura 5.29 – Aspecto do CAA-RCMG após a ruína por ataque de sulfatos.....	78
Figura 5.30 – Aspecto do C-REF após a ruína por ataque de sulfatos.....	79
Figura 5.31 – Aspecto do C-I-COMP após a ruína por ataque de sulfatos.....	79
Figura 5.32 – Análise de difração de Raio X.....	80
Figura 5.33 – Variação da corrosão total das barras, valores em Coulombs.....	82
Figura 5.34 – Variação da diferença de potencial entre o ânodo e o eletrodo de referência Cu-CuSO ₄ , valores em volts.....	82
Figura 5.35 - Variação da diferença de potencial entre o ânodo e o eletrodo de referência Hg-HgO, valores em volts.....	82
Figura 5.36 – Variação das correntes elétricas, valores em miliampéres.....	83
Figura 5.37 – Propagação de fissuras nos concretos devido à corrosão do ânodo.....	84
Figura 5.38 – Início da fissuração do C-REF, com afloração de produtos de corrosão.....	84
Figura 5.39 – Início da fissuração do CAA-RCMG.....	85
Figura 5.40 – Corpo-de-prova após o encerramento do ensaio, observe-se a propagação da fissura até o encontro com a barra.....	85
Figura 5.41 – Corpo-de-prova rompido para retirada do ânodo, observe-se a impregnação de produtos de corrosão no concreto adjacente à barra.....	86

Figura 5.42 – Detalhe da barra após a retirada dos produtos de corrosão. Notem-se as pequenas cavidades provocadas pelas reações de corrosão.....	86
Figura 5.43 – Cavidade contínua resultante das reações de corrosão.....	86

Lista de Tabelas

Tabela 4.1– Caracterização dos agregados.....	30
Tabela 4.2– Composição granulométrica da areia e da brita utilizada.....	31
Tabela 4.3 – Características do resíduo estudado.....	37
Tabela 4.4 – Composição química do RCMG.....	38
Tabela 4.5 – Propriedades do plastificante.....	39
Tabela 4.6 – Propriedades do superplastificante.....	39
Tabela 4.7 – Composição do CAA-RCMG.....	40
Tabela 4.8 – Volume compactado seco (V_c) de agregado graúdo por m^3 de concreto (RODRIGUES, 1998).....	41
Tabela 4.9 – Composição do concreto de referência.....	42
Tabela 4.10 – Composição do C-I-COMP.....	43
Tabela 4.11 – Classificação do tipo de material cimentício em função do tempo de permeabilidade (CATHER <i>et al.</i> , 1984 apud BARROS, 2006).....	50
Tabela 5.1 – Resultado dos ensaios de abatimento do tronco de cone para os concretos convencionais.....	58
Tabela 5.2 – Resultados do ensaio de espalhamento do CAA-RCMG.....	59
Tabela 5.3– Resultados do ensaio de resistência à compressão aos 28 dias.....	61
Tabela 5.4– Resultados do ensaio de absorção por sucção capilar.....	63
Tabela 5.5 – Resultados do ensaio de permeabilidade ao ar pelo método de Figg, nas idades de 07, 28 e 91 dias.....	65
Tabela 5.6 – Resultados do ensaio de propagação da frente de carbonatação com oito semanas de exposição.....	68
Tabela 5.7 – Resultados do ensaio de propagação da frente de carbonatação com trinta e duas semanas de exposição.....	68
Tabela 5.8 – Resultados do ensaio de propagação da frente de carbonatação sem exposição à câmara de carbonatação.....	68
Tabela 5.9 – Cargas de ruptura dos concretos submetidos ao ataque por sulfatos.....	75
Tabela 5.10 – Cargas de ruptura dos concretos imersos em água saturada de cal.....	76
Tabela 5.11 – Variação da massa seca dos corpos-de-prova até o terceiro ciclo em porcentagem.....	78

Tabela 5.12 – Perda de massa real das barras na região anódica.....	87
Tabela 5.13 – Perda de massa teórica dos concretos, valores em gramas.	87
Tabela 5.14 – Taxas de corrosão dos concretos, medidas em milímetros por ano.....	88

Lista de Abreviaturas

A. P. I.	<i>Adições Predominantemente Inertes</i>
A. P. R.	<i>Adições Predominantemente Reativas</i>
ABCP	<i>Associação Brasileira de Cimento Portland</i>
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
AMV	<i>Aditivo Modificador de Viscosidade</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CA	<i>Concreto Armado</i>
CAA	<i>Concreto Auto-adensável</i>
CC	<i>Concreto Convencional</i>
C-I-COMP	<i>Concreto com Aditivo Inibidor de Corrosão Composto</i>
CP	<i>Cimento Portland</i>
C-REF	<i>Concreto de Referência</i>
CTEC	<i>Centro de Tecnologia</i>
EFNARC	<i>European Federation for Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems</i>
EN	<i>European Norm</i>
LABEME	<i>Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas</i>
LEMA	<i>Laboratório de Estruturas e Materiais</i>
LNEC	<i>Laboratório Nacional de Engenharia Civil (Portugal)</i>
M. U.	<i>Massa Unitária</i>
NBR	<i>Norma Brasileira Registrada</i>

NM	<i>Norma Mercosul</i>
NPT	<i>Núcleo de Pesquisas Tecnológicas</i>
RCMG	<i>Resíduo do Corte de Mármore e Granito</i>
UFPB	<i>Universidade Federal da Paraíba</i>
UFAL	<i>Universidade Federal de Alagoas</i>
ZIT	<i>Zona Interfacial de Transição</i>

Lista de Símbolos

a/c	Relação água/cimento
a/f	Relação água/finos
C	Consumo de cimento
C_2S	Silicado dicálcico
C_3A	Aluminato tricálcico
C_4AF	Ferroaluminato tetracálcico
C_a	Consumo de água
C_b	Consumo de brita
Cl^-/OH^-	Relação íon cloreto/íon hidroxila
C_m	Consumo de areia
CP II	Cimento Portland composto
C-S-H	Silicato de cálcio hidratado
d	Diâmetro do concreto espalhado
D_c	Densidade de corrente aplicada
ddp	Diferença de potencial
e	Espessura do corpo-de-prova
F	Constante de Faraday
f/c	Relação filer/cimento
i	Corrente elétrica
K	Constante

M	Massa dissolvida do material
ma	Massa atômica
Mc	Massa unitária compactada do agregado graúdo
p/c	Relação plastificante/cimento
R	Resistência capilar
S	Área exposta do cupom
sp/c	Relação superplastificante/cimento
t	Tempo
T	Taxa de corrosão
T ₅₀	Tempo em que o concreto auto-adensável leva para se espalhar até o diâmetro de cinquenta centímetros
TC	Corrosão total
t _{np}	Tempo correspondente ao “nick point”
V	Voltagem
V _c	Volume compactado seco do agregado graúdo
V _m	Volume de areia
z	Número de elétrons transferidos
ΔM	Diferença de massa antes e após a exposição ao meio corrosivo
ρ _a	Densidade da água
ρ _b	Densidade da brita
ρ _c	Densidade do cimento
ρ _m	Densidade da areia
ρ _s	Massa específica do aço

Sumário

Agradecimentos	v
Resumo	vi
Abstract	vii
Lista de Figuras	viii
Lista de Tabelas	xii
Lista de Abreviaturas	xiv
Lista de Símbolos	xvi
Capítulo 1	1
1 Introdução	1
1.1. Objetivo Geral	2
1.2. Objetivos Específicos	3
1.3. Estrutura da Dissertação	3
Capítulo 2	4
2 Concreto Auto-adensável	4
2.1. Definição e Histórico	4
2.2. Materiais	6
2.2.1. Cimento	6
2.2.2. Agregados	7
2.2.3. Adições Minerais	7
2.2.4. Aditivos Químicos	9
2.2.5. Água	13
Capítulo 3	14
3 Propriedades de Durabilidade do Concreto	14
3.1. Durabilidade do Material Concreto	14
3.2. Aspectos que Influenciam a Durabilidade do Concreto	15
3.2.1. Permeabilidade à Água e aos Gases	15
3.2.2. Ataque por Sulfatos ao Concreto	17
3.2.3. Carbonatação	19
3.2.4. Corrosão das Armaduras	21
3.3. Características de Durabilidade do CAA	25

Capítulo 4	28
4 Estudo Experimental.....	28
4.1. Materiais Utilizados.....	29
4.1.1. Cimento	29
4.1.2. Agregados (Areia e Brita).....	29
4.1.3. Resíduo do corte do mármore e granito (RCMG).....	32
4.1.4. Aditivos	38
4.1.5. Água	39
4.1.6. Aço para concreto.....	39
4.2. Composição dos concretos estudados	39
4.2.1. Concreto auto-adensável com RCMG.....	39
4.2.2. Concreto de Referência	40
4.2.3. Concreto com aditivo inibidor de corrosão	42
4.3. Métodos de Ensaio	43
4.3.1. Ensaio no estado fresco.....	43
4.3.2. Ensaio no estado endurecido.....	45
Capítulo 5	58
5 Resultados e Análises	58
5.1. Avaliação da trabalhabilidade dos concretos	58
5.2. Resistência à compressão	60
5.3. Absorção por sucção capilar.....	61
5.4. Permeabilidade do concreto ao ar.....	65
5.5. Carbonatação	67
5.6. Ataque por sulfatos.....	71
5.7. Resistência à corrosão	81
Capítulo 6	89
6 Conclusões.....	89
6.1. Considerações finais.....	89
6.2. Sugestões para trabalhos futuros	92
Referências	94

Capítulo 1

Introdução

No Japão, em 1988, foi desenvolvido um concreto de alto desempenho com uma excelente fluidez no estado fresco e alta coesão. Este concreto que possui a capacidade de se moldar às fôrmas, sem vibração, e passar através das armaduras, sem a ocorrência de bloqueio, foi denominado concreto auto-adensável (CAA) (OKAMURA, 1997). O CAA é considerado um avanço no processo de construção de estruturas de concreto, pois aumenta a produtividade, reduz o contingente de mão-de-obra na hora da concretagem e melhora a qualidade do concreto e do ambiente de trabalho. Desta forma, o CAA vem ganhando rapidamente aceitação na indústria da construção civil e sendo visto por muitos, com potencial para substituir em muitos casos os concretos convencionais.

As misturas de CAA utilizam aditivo superplastificante e adições minerais tipo filer e/ou modificadores de viscosidade, além de menor volume e menor dimensão máxima característica dos agregados graúdos, comparados aos usados nos concretos convencionais (GOMES, 2002). Em termos gerais, o superplastificante é necessário para produzir um concreto fluido, enquanto o filer e o modificador de viscosidade são necessários para manter a estabilidade da mistura, reduzindo assim fenômenos como a exsudação e a segregação, e as modificações em relação aos agregados graúdos são para reduzir o risco de bloqueio ao passar por obstáculos (ZHU & BARTOS, 2003).

O uso de adições minerais provenientes de resíduos industriais como componente do concreto, principalmente os denominados concretos especiais, tem crescido em vários países. Seu uso geralmente proporciona ao concreto melhores desempenhos das propriedades no estado endurecido, além de serem ecologicamente corretos pois aproveitam resíduos que seriam dispostos no meio ambiente. Os mais utilizados são os provenientes das indústrias metalúrgicas e termoelétricas, como a sílica ativa, cinzas volantes e escória de alto forno, além dos resíduos das cinzas das cascas de arroz e pó de calcário.

No CAA o uso dos resíduos como adição do tipo filer se mostra altamente receptivo, pois além das melhorias citadas anteriormente, estes finos são importantes para manter uma

moderada viscosidade na mistura que é fundamental para o alcance da auto-adensabilidade desses concretos. No entanto, novas adições provenientes de resíduos indústrias têm surgido e sido utilizados como material filer em concretos, é o caso da “lama” gerada no beneficiamento, principalmente no processo de corte, de blocos de mármore e granito. O Resíduo de Corte de Mármore e Granito (RCMG) é gerado em grande escala em muitas partes do Brasil. Em Maceió, estima-se uma produção mensal maior que 1.600 toneladas/mês (LISBÔA, 2004). Esta quantidade de resíduo gerada mostrou que o aproveitamento do resíduo seria viável do ponto de vista tecnológico, pois seria capaz de suprir uma possível demanda de produção, como também do ponto de vista ecológico pois reduziria o risco de degradação ambiental por sua deposição na natureza.

Esses fatores levaram a Universidade Federal de Alagoas através de seus pesquisadores a desenvolverem diversos trabalhos experimentais utilizando o RCMG como adição do tipo filer: em argamassa (TENÓRIO, 2004), em concreto convencional (GOMES et al.; LAMEIRAS 2004), e em concreto auto-adensável (LISBÔA, 2004; CAVALCANTI, 2006). Tais pesquisas apontam que a utilização do RCMG proporcionou melhoras no desempenho do concreto no estado fresco, para obtenção do CAA, e nas propriedades mecânicas das argamassas e dos concretos produzidos. Com relação às propriedades de durabilidade, GOMES et al. (2006), mostrou no estudo prévio que o CAA usando o RCMG apresentou algumas propriedades de durabilidade melhoradas em relação aos concretos convencionais sem RCMG e de mesma classe de resistência à compressão. Porém, neste estudo prévio ficou comprovada a necessidade de um estudo mais amplo da durabilidade de CAA usando o resíduo, que pudesse comprovar de forma mais contundente as diferenças e melhoras alcançadas em relação aos concretos de referência sem adições minerais.

Nesse sentido, dando continuidade às pesquisas anteriores, este estudo experimental foi desenvolvido a fim de avaliar diferentes propriedades de durabilidade do CAA utilizando o resíduo RCMG como adição mineral e compará-las com as propriedades obtidas em concretos de referência sem adição mineral. O CAA utilizado foi obtido em estudos prévios de CAVALCANTI (2006).

1.1. Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo principal avaliar algumas propriedades de durabilidade apresentadas pelo CAA, obtido com adição de um filer proveniente da indústria de beneficiamento de mármore e granito (RCMG), e por dois concretos convencionais,

sendo um com aditivo inibidor de corrosão e o outro sem; e comparar o comportamento destes concretos em relação às propriedades avaliadas.

1.2. Objetivos Específicos

Para alcançar o objetivo geral, é necessário cumprir alguns objetivos específicos:

- Determinar e obter os concretos convencionais que serão comparados com o CAA-RCMG, obedecendo alguns parâmetros de dosagem;
- Definir e conhecer as propriedades que serão analisadas nos concretos;
- Definir e realizar os ensaios que serão usados para determinação das propriedades que fazem parte desse estudo;
- Analisar as propriedades de durabilidade obtidas dos concretos estudados e realizar a comparação dos resultados apresentados pelos diferentes concretos.

1.3. Estrutura da Dissertação

A dissertação encontra-se dividida em sete capítulos:

- 1) Capítulo 1: introdução do trabalho, onde é apresentada uma breve definição de Concreto Auto-adensável, e a relevância do estudo da incorporação de fíleres, especialmente o Resíduo de Corte de Mármore e Granito (RCMG). Constam também deste capítulo o objetivo principal e os objetivos específicos do trabalho;
- 2) Capítulo 2: revisão bibliográfica sobre a tecnologia empregada na obtenção do CAA, seu histórico e definição, materiais mais largamente utilizados.
- 3) Capítulo 3: revisão bibliográfica sobre a durabilidade do concreto, alguns dos principais fatores que influenciam nesta propriedade, algumas das principais formas de ataque e de deterioração do concreto, a questão da durabilidade no concreto armado, e os trabalhos já realizados avaliando a durabilidade do CAA.
- 4) Capítulo 4: apresentação dos métodos utilizados na parte experimental, envolvendo o estudo das propriedades dos materiais empregados, o estudo da composição dos concretos auto-adensável e de referência, e os métodos de ensaio adotados para avaliar e comparar as propriedades de tais concretos.
- 5) Capítulo 5: apresentação dos resultados dos ensaios, bem como as análises e comparações entre os comportamentos apresentados pelos diferentes concretos, principalmente no tocante às propriedades de durabilidade destes.
- 6) Capítulo 6: considerações finais do trabalho e sugestões para a continuação das pesquisas.

Capítulo 2

Concreto Auto-adensável

2.1. Definição e Histórico

O Concreto Auto-adensável (CAA) tem a capacidade de se moldar às fôrmas, preenchendo os espaços simplesmente pela ação do seu peso, sem a aplicação de vibração ou de qualquer tipo de energia de compactação externa. A auto-adensabilidade do concreto no estado fresco é descrita como a habilidade de todo o material preencher espaços e envolver as barras de aço e outros obstáculos, através, exclusivamente, da ação da força da gravidade, mantendo uma homogeneidade adequada (BOSILJKOV, 2003).

Para ser considerado auto-adensável, um concreto deverá atender a três propriedades: a fluidez, a coesão necessária para que a mistura escoe intacta entre barras de aço ou habilidade passante, e a resistência à segregação (EFNARC, 2005). Segundo NOGUCHI et al. (1999), a habilidade do concreto fresco passar através de espaços estreitos ou obstáculos é um dos principais fatores que influem na qualidade final do concreto endurecido, seja ele convencional ou auto-adensável.

Historicamente, utilizava-se em concretagens submersas, concretos que não exigiam compactação ou adensamento, dada a difícil acessibilidade ao concreto lançado. No entanto, estes concretos continham alto teor de pasta de cimento e aditivos plastificantes, e por isso, apresentavam problemas de retração, calor de hidratação elevado e alto custo. Acredita-se que o CAA já era utilizado na década de 80 em países como Estados Unidos e Itália com outra nomenclatura (BARTOS et al., 2000; COLLEPARDI, 2001 apud TUTIKIAN, 2004). Ainda segundo TUTIKIAN (2004), até a década de 70, o ACI (American Concrete Institute) não recomendava a utilização de misturas de concreto com abatimento (slump test) maior que 175 mm, pois havia uma alta ocorrência de exudação. Com o advento dos aditivos superplastificantes, tornou-se possível dosar concretos fluidos com valores de abatimento acima de 250 mm com nenhuma ou desprezível exsudação.

O CAA assim como o conhecemos hoje, teve início em 1983, nos estudos desenvolvidos por Hajime Okamura, com intuito de resolver o problema da baixa durabilidade das estruturas de concreto armado. Dada a baixa qualificação da mão-de-obra japonesa, faltavam profissionais aptos a executar a devida compactação exigida pelas estruturas, comprometendo a qualidade final destas. (OKAMURA, 1997). Desta forma, Okamura tentou adaptar os concretos submersos, resistentes à lixiviação, às estruturas convencionais, já que aqueles concretos possuíam uma excelente resistência à segregação devido ao aditivo modificador de viscosidade.

Duas razões impossibilitaram o sucesso dessa solução: as bolhas de ar presentes no concreto não podiam ser eliminadas por causa da alta viscosidade e era altamente difícil a compactação deste concreto em áreas com alta densidade de armaduras. Então direcionaram-se os estudos para a trabalhabilidade do concreto. Através de um experimento proposto por Hashimoto (OKAMURA, 1997), possibilitou-se observar o movimento dos agregados graúdos, substituindo-se a argamassa por um material polimérico transparente, conforme as Figuras 2.1 (a) a 2.1 (d). Observa-se que na Figura 2.1(a) os agregados graúdos do concreto estão alcançando o canal estreito, enquanto que na Figura 2.1(b), já estão passando por este canal, e o atrito entre as partículas faz com que estas se aglomerem, deixando vazios entre si, não ocupando todo o espaço disponível. Nas Figuras 2.1(c) e 2.1(d), a situação se agrava.

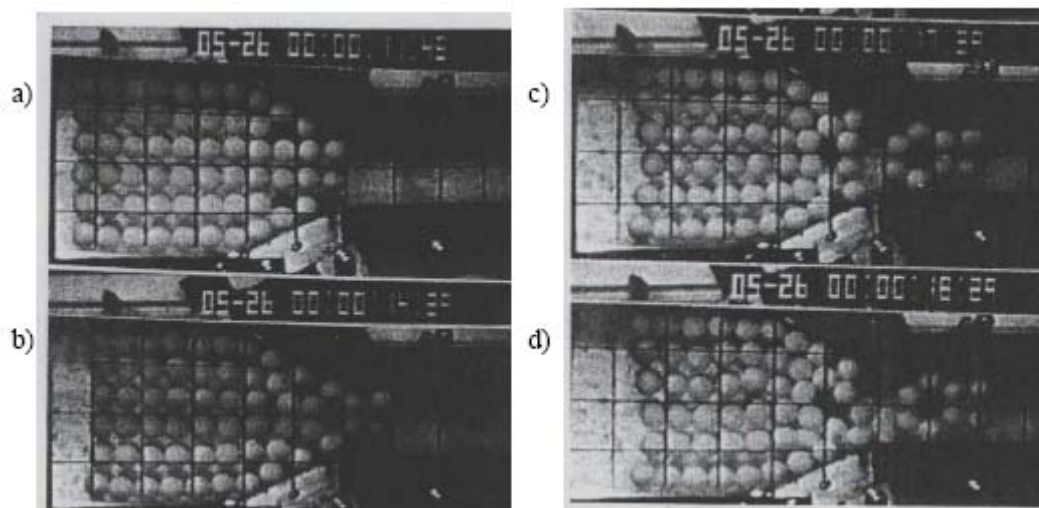


Figura 2.1 – Movimento do agregado graúdo (OKAMURA, 1997)

A ocorrência destes vazios entre os agregados dificulta a fluidez do concreto. O resultado dos experimentos mostra que o bloqueio do fluxo ocorreu em função do contato entre os agregados graúdos, partindo-se para a limitação da quantidade de agregado graúdo e

estabelecimento de necessidade de viscosidade moderada para o concreto (OKAMURA, 1997).

Okamura concluiu então que deveria haver uma tensão de cisalhamento pequena para o concreto fluir uniformemente através das barras de aço. Assim constatou-se que, esta tensão de cisalhamento que surge na argamassa, dependeria da relação água/aglomerante, e que existiria um valor ótimo desta relação para uma menor tensão. Porém o aumento da relação água/aglomerante diminui a viscosidade do concreto. Por isso, para a produção de concretos auto-adensáveis é praticamente obrigatório o uso de aditivos superplastificantes para aumentar a fluidez, e bastante recomendável o uso de adições minerais e/ou aditivos modificadores de viscosidade, visando aumentar a coesão e a viscosidade da mistura. O primeiro CAA foi desenvolvido por Ozawa, em 1988, a partir das informações obtidas por Okamura (OKAMURA, 1997).

2.2. Materiais

Quanto à sua constituição, temos que são empregados no CAA os materiais comumente empregados nos concretos convencionais, quais sejam, aglomerante (cimento), agregados (areia e brita) e água, com a inclusão de aditivos químicos e de adições minerais. Esses materiais que comumente compõem o CAA serão abordados nesta seção.

Cimento

O cimento mais utilizado para produção de CAA é o bastante difundido Cimento Portland (CP), seguindo recomendações obtidas em alguns estudos, as quais levam em conta a composição da mistura do CAA.

Sabe-se que a adsorção do aditivo superplastificante pelas partículas do cimento ocorre preferencialmente nos aluminatos (Aluminato tricálcico - C_3A e Ferroaluminato tetracálcico - C_4AF). Porém, a quantidade destes compostos deve ser moderada, sob pena de ocorrência de uma adsorção não uniforme. O teor de C_3A em massa deve ser inferior a 10 % da massa total do cimento (EFNARC, 2002).

No Brasil, o cimento mais facilmente encontrado é o Cimento Portland Composto (CP II). Este é o mais comumente utilizado nas misturas de CAA, apresentando em sua composição o limite máximo de C_3A é em torno de 8 % (ABCP, 2002).

As composições do CAA tendem a uma maior quantidade de cimento devido ao alto volume de pasta. Observa-se na literatura que o consumo de cimento varia entre 350 kg/m³ e

550 kg/m³ (EFNARC, 2002; GOMES, 2002; LISBÔA, 2004; CAVALCANTI, 2006). A fim de minimizar os efeitos colaterais provocados pelo alto consumo de cimento, como elevação da temperatura interna do concreto, tem-se utilizado adições minerais reativas ou inertes, ou optado por modificações na composição dos compósitos do cimento, como por exemplo, elevação do teor de belita (forma impura do C₂S, que, quando utilizado em maiores proporções diminui o calor de hidratação) (GOMES, 2002).

Agregados

Como visto anteriormente, a obtenção das propriedades de auto-adensabilidade do CAA exige misturas com elevado volume de pasta e reduzido volume e dimensão máxima característica do agregado graúdo. O tipo de agregado utilizado é similar àquele utilizado na maioria dos concretos convencionais, acrescido de algumas recomendações apresentadas na literatura, tais como:

- O volume de agregado miúdo é fixado em 40 % do volume de argamassa. Já para o agregado graúdo, a sua quantidade utilizada no concreto deve ser 50 % do volume de sólidos (OKAMURA, 1997).
- Geralmente são utilizados agregados graúdos com dimensão máxima entre 16 mm e 20 mm. Para o agregado miúdo, todas as areias podem ser utilizadas, contanto que isenta de agentes nocivos e impurezas. É importante salientar a necessidade de se fazer um rigoroso controle de umidade dos agregados para a obtenção do CAA (EFNARC, 2002).

Adições Minerais

As adições minerais são materiais finamente moídos, geralmente adicionados ao concreto em grandes quantidades, visando à obtenção de características específicas, tais como: redução de custos, melhora da trabalhabilidade e até mesmo melhora da resistência do concreto à fissuração térmica, à expansão álcali-agregado e ao ataque por sulfatos (MEHTA & MONTEIRO, 1994).

As adições podem ser classificadas como predominantemente inertes (API) ou predominantemente reativas (APR), de acordo com a sua ação no concreto. As APR contribuem para a formação dos hidratos, como: pozolanas, cinza volante, cinza da casca de arroz, cinzas da caldeira da queima do bagaço da cana de açúcar, sílica ativa e metacaulim. Já as API provocam uma ação física, proporcionando uma estrutura com maior

compacidade. Alguns exemplos são os fileres de calcário, quartzo, e o resíduo de corte de mármore e granito (RCMG) (CAVALCANTI, 2006). Segundo a EFNARC (2002), os dois tipos de adições podem ser utilizados na produção do CAA.

Dentre os principais benefícios alcançados pela utilização de adições minerais temos:

- Ambiental, quando a adição é um resíduo industrial, pois evita o lançamento do resíduo diretamente no ambiente.
- Econômico, com a substituição parcial do cimento por resíduo, reduz-se o custo do metro cúbico de concreto.
- Tecnológico, pela melhora das propriedades do concreto no estado fresco e endurecido.

Os materiais com uma grande quantidade de finos, selecionados para utilização no CAA, são de grande contribuição para a fluidez do material (ESPING, 2003). Além da redução do consumo de cimento e do calor de hidratação, evitando assim a presença de fissuras internas no concreto, o uso de adições minerais melhora também o comportamento da microestrutura do concreto, preenchendo os poros de menor escala e aumentando a viscosidade, o que reduz o atrito entre os agregados, propiciando uma menor ocorrência de segregação e exsudação.

Para se estudar o comportamento dos grãos das adições minerais, dois parâmetros recebem uma atenção especial, são eles a superfície específica e o diâmetro dos grãos. Quanto maior a superfície específica dos grãos, maior será a viscosidade da mistura. Da mesma forma, diâmetros médios da ordem de 80 μm proporcionam melhores viscosidade e coesão da mistura do CAA. Assim, uma elevada quantidade de fileres com alta superfície específica e agregados de pequena granulometria, são parâmetros de fundamental importância para um maior controle das propriedades de auto-adensabilidade do CAA (KHAYAT et al., 1999; NUNES, 2001; ESPING, 2003).

Já para TRAGARDH (1999), os diâmetros médios dos finos precisam apenas serem inferiores a 125 μm para exercer influência na microestrutura do CAA. WESTERHOLM et al. (2003) afirma que finos com diâmetro médio de 0 μm a 75 μm e de 75 μm a 125 μm apresentam resultados similares no tocante às propriedades do CAA no estado fresco. No entanto, alguns pesquisadores têm obtido CAA's com alto volume de materiais finos da ordem de 150 μm , grande parte dessas adições são resíduos industriais, como escória de alto forno, pozolana natural, cinzas volantes, sílica ativa e filer de rochas como calcário, mármore e granito (SAKATA et al., 1995; LISBÔA, 2004; CAVALCANTI, 2006).

Tem-se então que concepção da dimensão adequada dos finos para a produção do CAA tem variado conforme a metodologia adotada pelo autor e o tipo de adição utilizada. GOMES (2002) utilizou adições com predominância de 100 μm , OKAMURA et al. (2003) 90 μm , e a EFNARC (2002) recomenda 125 μm , dentre outros. Essa definição deve ser analisada com bastante cuidado, já que afeta diretamente a relação água/finos (a/f), ou seja, água com relação aos finos (cimento + adições), que é um parâmetro muito utilizado na dosagem do CAA. Segundo CAVALCANTI (2006), nenhum autor indica diferenças entre as distintas frações desses finos, mas recomendam que a relação a/f se encontre entre 0,9 e 1,1 (EFNARC, 2002).

Aditivos Químicos

Segundo NEVILLE (1997), embora não sejam de uso obrigatório, assim como o cimento, os agregados e a água, os aditivos são um componente importante usados amplamente e de forma crescente. Em grande parte dos países industrializados, considera-se uma exceção um concreto que não faz uso de aditivos. O grande crescimento no uso de aditivos se deve às melhorias físicas e econômicas que esse material proporciona ao concreto, melhorias estas que possibilitam o uso do concreto em condições nas quais se tornaria impossível o uso do concreto sem aditivos. No CAA, os aditivos químicos mais largamente utilizados são os superplastificantes e os modificadores de viscosidade.

▪ Superplastificantes

Os superplastificantes são aditivos conhecidos como redutores de água de alta eficiência, por serem capazes de reduzir o teor de água três a quatro vezes mais, para uma dada mistura, quando comparados aos aditivos plastificantes. São tensoativos (diminuem a tensão superficial) de cadeia longa, massa molecular elevada e um grande número de grupos polares na cadeia do hidrocarboneto (MEHTA & MONTEIRO, 1994).

Quantidades de superplastificantes de até 1 % em relação à massa de cimento podem ser incorporadas às misturas de concreto sem causar exsudação excessiva e retardamento do tempo de pega, apesar da consistência ser da ordem de 200 a 250 m de abatimento. É a dimensão coloidal das partículas de cadeia longa do aditivo, que, provavelmente, obstrui os canais de fluxo de água de exsudação no concreto, de modo que a segregação não é geralmente observada em concretos com esse aditivo. A excelente dispersão das partículas

de cimento na água (Figura 2.2) parece acelerar a taxa de hidratação, assim, é comum ocorrer a aceleração da pega e do endurecimento (CAVALCANTI, 2006).

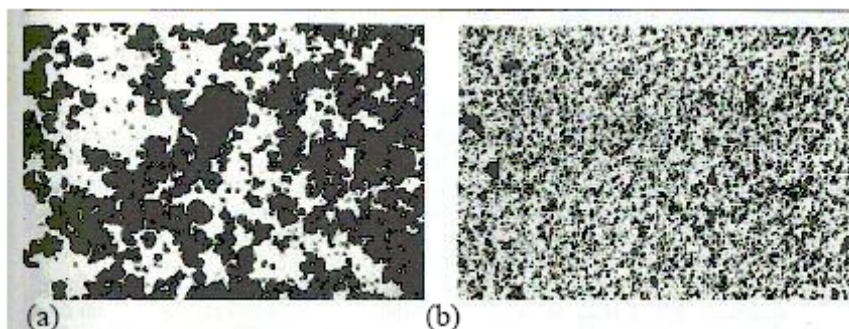


Figura 2.2 - Micrografia de partículas de cimento em uma solução água-cimento (a) - sem aditivo superplastificante (b) - com aditivo superplastificante (MEHTA & MONTEIRO, 1994).

Os aditivos superplastificantes podem ser de dois tipos: os de 2^a. geração, constituídos de polímeros sintéticos sulfonados, e os de 3^a. geração, que são os policarboxilatos. Os policarboxilatos, também conhecidos como poliácridatos, são capazes de promover um efeito bastante eficiente na repulsão dos grãos de cimento.

Segundo NUNES (2001), os superplastificantes mais recomendados para a produção do CAA são os de 3^a. geração, os policarboxilatos, pois, permitem uma maior redução de água, maiores resistências iniciais, e manutenção de fluidez por um tempo prolongado, em relação aos aditivos superplastificantes de 2^a. geração.

A incorporação de superplastificante em pastas, argamassas e/ou concretos provoca alterações nas propriedades e características da mistura, tais como: hidratação, porosidade, morfologia dos hidratos, evolução da resistência, fluidez, tempo de pega, retração, segregação e/ou exsudação, dentre outras. No entanto, a utilização desordenada do aditivo pode afetar de forma negativa tais características na mistura. Para que os efeitos provocados pela adição do superplastificante sejam satisfatórios, deve ser feito um estudo prévio de compatibilidade e uma adequada caracterização dos materiais empregados (RONCERO, 2000).

Um importante passo para a obtenção da dosagem do CAA está na determinação da dosagem do superplastificante em relação à massa de cimento (sp/c), a fim de se determinar a dosagem ótima de saturação do superplastificante a ser utilizada no concreto, ou seja, o teor máximo de aditivo capaz de promover aumento da fluidez, pois, acima deste alguns aspectos negativos podem ocorrer, tais como: segregação e/ou exsudação, fluidez

insuficiente para a obtenção do CAA, perda de trabalhabilidade, dentre outros. (GOMES, 2002).

▪ **Modificadores de Viscosidade**

Aditivos modificadores de viscosidade (AMV's) podem ser definidos como aqueles aditivos usados para aumentar a coesão e estabilidade de compostos à base de cimento (argamassas, grautes e concretos); características estas conseguidas através do aumento da viscosidade da água de mistura e da capacidade da pasta de cimento em manter seus constituintes em suspensão. É comum encontrar na literatura referências aos AMV's como sendo polissacarídeos solúveis em água (LACHEMI et al., 2004).

Geralmente os AMV's são usados em associação com outros aditivos como, por exemplo, redutores de água de alta eficiência ou plastificantes para que se possa obter concretos fluidos, porém coesos. O AMV interage com a mistura evitando a sua segregação (SARIC-CORIC et al., 2003).

Os vários tipos de AMV's solúveis em água formam soluções viscosas que ligam quimicamente uma certa quantidade da água de mistura na pasta de cimento fresco, aumentando, dessa forma, a viscosidade e a tensão de escoamento de compostos à base de cimento. A amplitude do aumento da viscosidade da água depende do tipo e da concentração do AMV, bem como da taxa de cisalhamento aplicada (KHAYAT, 1998).

Um aumento da dosagem de AMV resulta num nítido aumento da viscosidade. Compostos modificados com AMV's exibem um comportamento de afinamento de cisalhamento (ou pseudoplástico) onde a viscosidade aparente decresce rapidamente com o aumento da taxa de cisalhamento.

Segundo KHAYAT (1998), a forma de atuação dos AMV's depende do tipo e da concentração do polímero usado. No caso dos derivados de celulose, as formas de atuação podem ser classificadas em:

- **Adsorção** – As moléculas dos polímeros de cadeia longa aderem à periferia das moléculas de água, adsorvendo e fixando, desse modo, parte da água de mistura e, por meio disso, expandindo-se. Isto aumenta a viscosidade da água de mistura e do material à base cimento (graute, concreto etc.);

- Associação – Moléculas nas cadeias de polímeros adjacentes podem desenvolver forças de atração, promovendo, assim, bloqueio do movimento da água, causando a formação de um gel e um aumento na viscosidade;
- Entrelaçamento – A baixas taxas de cisalhamento e especialmente em altas concentrações, as cadeias de polímero podem entrelaçar-se e emaranhar-se, resultando num aumento na viscosidade aparente. Tal entrelaçamento pode se desagregar e as cadeias de polímero podem se alinhar na direção do fluxo a altas taxas de cisalhamento, resultando, conseqüentemente, em afinamento de cisalhamento.

Embora muitos dos polímeros possam ser usados para aumentar a viscosidade da água de mistura, nem todos são polímeros pseudoplásticos (apresentam afinamento de cisalhamento) compatíveis com compostos à base de cimento. Apenas alguns deles podem ser combinados de forma coerente com aditivos redutores de água e com plastificantes para produzir concretos altamente fluidos e coesivos.

Os seguintes fatores podem afetar desfavoravelmente o efeito dos AMV's em concretos e argamassas:

- Conteúdo de cimento - Altos conteúdos de cimento respondem insuficientemente ao uso de AMV's. Muitas vezes misturas altamente tixotrópicas (capazes de se afinar com ação de cisalhamento e retomar sua consistência ao cessar a aplicação da força) são produzidas mesmo nas mínimas dosagens recomendadas. Dosagens adequadas para uma certa mistura devem ser estudadas antes do uso no campo;
- Temperatura - Altas temperaturas podem causar rápida perda de abatimento, podendo ser necessário o uso de aditivo retardador em conjunto com AMV;
- Características do agregado miúdo - Misturas que contêm uma alta porcentagem de areia fina com módulo de finura menor que 2,6 mm dão misturas pesadas, as quais prejudicam a bombeabilidade devido à alta coesão e fricção produzidas no tubo de bombeamento;
- Compatibilidade com outros aditivos - Devido às propriedades surfactantes (diminui as tensões de superfície) inerentes exibidas por algumas classes destes aditivos, seu uso junto com outros aditivos, tais como redutores de água, deve ser estudado em termos dos efeitos colaterais sobre o concreto plástico e endurecido, a saber, retardamento da pega e incorporação excessiva de ar. As moléculas dos materiais

menos surfactantes competem com o superplastificante por lugares de adsorção sobre a partícula de cimento. Isto irá resultar em maiores dosagens de superplastificante.

Água

Segundo CAVALCANTI (2006), a quantidade de água a ser utilizada em pastas, argamassas ou concretos é definida a partir da relação água/cimento (a/c). Quanto maior a quantidade de água no concreto, menor é a tensão limite de escoamento, aumentando sua deformabilidade e diminuindo a viscosidade. No entanto, uma elevada quantidade de água pode provocar a segregação da mistura. Para garantir a grande fluidez do CAA, sem afetar negativamente as suas propriedades, parte da água pode ser substituída pelo aditivo superplastificante.

A relação água/finos para o CAA pode apresentar valores diferenciados, de acordo com o método de dosagem adotado. Esses concretos são mais governados para a relação a/f do que a relação a/c .

O tipo de superplastificante utilizado, de 2ª. ou de 3ª. geração, é um parâmetro que influencia no fator a/c e a/f , visto que, estes aditivos químicos são responsáveis por reduzir a quantidade de água utilizada no concreto, mantendo a mesma trabalhabilidade.

Segundo BILLBERG (1999), a substituição de parte do cimento por resíduos industriais (finos) para a produção de CAA, acarreta numa redução de a/f , se mantida constante a relação a/c . Já para OKAMURA et al. (1999), a relação a/c deve estar compreendido entre 0,9 e 1,0, em volume, dependendo dos materiais utilizados na sua composição.

De acordo com trabalhos apresentados na literatura com CAA, a relação a/c pode apresentar valores em torno de 0,3 a 0,5, em massa (OUCHI et al., BILLBERG, DOMONE et al.; EDAMATSU et al., 1999; GOMES, 2002; LISBÔA, 2004).

Capítulo 3

Propriedades de Durabilidade do Concreto

3.1. Durabilidade do Material Concreto

A NBR 6118 (2003) define durabilidade como a capacidade da estrutura de resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural, o responsável técnico da obra e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto. Em linhas gerais, pode-se dizer que um concreto durável é aquele que apresenta um bom desempenho em serviço, trabalhando sob as condições para as quais foi especificado. Isto significa que um concreto que venha a apresentar um bom comportamento numa região com uma determinada classe de agressividade ambiental ou sob uma determinada condição climática, pode apresentar comportamentos totalmente adversos, se empregado sob outras condições.

Assim sendo, uma das etapas mais importantes na especificação de um concreto é tentar antecipar as condições do ambiente de serviço, identificando os agentes causadores de deterioração, suas prováveis intensidades e assim prescrever as especificações adequadas, aliadas a um eficiente sistema de controle de qualidade, de forma a garantir que as especificações sejam realmente atendidas quando da confecção do concreto.

Segundo NEVILLE (1997) a durabilidade inadequada do material concreto pode se dar tanto por um dano provocado por agentes externos quanto por fatores inerentes ao próprio concreto. As formas de ação conhecidas são físicas, químicas e mecânicas. Dentre as causas de deterioração mecânica destacam-se impacto, abrasão, erosão ou cavitação. As causas químicas de deterioração podem incluir as reações álcali-silica e álcali-carbonato, internamente, e a ação de íons agressivos, como cloretos, sulfatos ou dióxido de carbono e muitos líquidos e gases naturais e industriais. Já as causas físicas compreendem os efeitos de altas temperaturas ou de diferenças de coeficientes de dilatação térmica do agregado e da pasta de cimento hidratado.

Ainda segundo NEVILLE (1997), não é simples atribuir um problema de durabilidade a um fator isoladamente, visto que os diversos processos de deterioração podem atuar sinergicamente. Assim, relacionam-se, na maioria dos casos, os problemas de durabilidade à qualidade do concreto, com especial atenção à permeabilidade, pois todas as influências desfavoráveis decorrem do transporte de fluidos através do concreto, à exceção das ações de natureza mecânica.

3.2. Aspectos que Influenciam a Durabilidade do Concreto

Como citado anteriormente, a durabilidade das estruturas de concreto armado depende muito da facilidade com a qual os fluidos, tanto líquidos como gases, podem ingressar na estrutura e se deslocar no seu interior, trazendo consigo agentes. Entre estes, tem-se os sulfatos, que agredem o concreto, preponderantemente os cloretos, que influenciam na corrosão das armaduras, e o CO₂ que provoca a carbonatação do concreto e a despassivação das armaduras, ou seja, afeta os dois materiais. Os aspectos acima mencionados são a seguir abordados quanto à sua influência na durabilidade do concreto armado, sejam eles aspectos intrínsecos ao concreto, ou relacionados a agentes que atacam o concreto e as armaduras, ou a cada um isoladamente.

Além da redução da permeabilidade do concreto, pode-se aumentar a durabilidade do concreto armado frente ao ataque de cloretos, através da aplicação de aditivos inibidores de corrosão à massa de concreto. Trata-se de substâncias químicas que atuam na interface aço-concreto, incrementando a resistência ao ataque dos íons cloreto, sem alterar significativamente as demais propriedades do concreto.

Permeabilidade à Água e aos Gases

Segundo NEVILLE (1997), são três os principais fluidos que ao penetrar no concreto podem deteriorá-lo: água pura ou com íons agressivos, dióxido de carbono e oxigênio. Estes podem se deslocar através do concreto, mas todo deslocamento depende basicamente da estrutura da pasta de cimento hidratado. Para obter uma melhor durabilidade, um concreto deve dificultar a entrada desses fluidos no seu interior. Quando a entrada desses agentes no concreto se dá por um diferencial de pressão, diz-se que houve uma penetração por permeabilidade. Por outro lado, quando os gases se deslocam no interior do concreto devido à diferença de concentração, com pressões e temperaturas iguais, ocorre então a difusão. Teoricamente, o coeficiente de permeabilidade intrínseca do concreto é o mesmo,

independente de se usarem gases ou líquidos no ensaio. No entanto, com gases se obtêm valores maiores desse coeficiente devido ao fenômeno do deslizamento, isto é, nos limites, os gases possuem uma velocidade finita enquanto os líquidos possuem velocidade nula por causa do atrito.

O termo permeabilidade, segundo RAMACHANDRAN & BEAUDOIN (2001), se refere à resistência que um material poroso tem ao fluxo de um líquido que satura seus poros. A granulometria do agregado, bem como a natureza e o teor de aglomerante são fatores que influenciam a permeabilidade das argamassas, sendo que esta propriedade é diretamente proporcional à relação água/aglomerante e inversamente proporcional à resistência da pasta aglomerante.

Ainda segundo NEVILLE (1997), a permeabilidade do concreto é fortemente influenciada pela cura, principalmente em concretos de resistência baixa e moderada, e pelo teor de umidade. Pesquisas mostram que para um teor de umidade, variando de próximo da saturação até secagem em estufa, observa-se um aumento do coeficiente de permeabilidade aos gases de aproximadamente duas ordens de grandeza. Dessa forma, são estabelecidas diretrizes de forma a obter condições uniformes dos concretos no momento da realização dos ensaios. Corpos-de-prova na condição seca em estufa apresentam uma maior facilidade de execução dos ensaios. No entanto, essa condição não é representativa, pois não reflete a realidade do concreto em serviço. Não obstante, o condicionamento do concreto ao ar, a umidade constante, mesmo durante 28 dias, não resulta necessariamente uma condição uniforme de umidade no interior do concreto.

A natureza do sistema de poros no interior da pasta de cimento hidratado e também na região próxima da interface com o agregado é um aspecto importante para a permeabilidade. Ocupando entre um terço e metade do volume total da pasta de cimento hidratada, a interface é o local onde ocorre a microfissuração. Por essa razão, poderia se esperar que a região de interface contribuísse significativamente para a permeabilidade do concreto. No entanto, apesar da maior porosidade da região da interface, a permeabilidade do concreto é controlada pela pasta de cimento hidratada, que é a única fase contínua no concreto. (LARBI, 1993 apud NEVILLE, 1997)

Segundo NEVILLE (1997), os poros que mais influem na permeabilidade são aqueles contínuos, com diâmetro de pelo menos 120 nm ou 160 nm. Já os que não exercem grande influência na permeabilidade, além dos descontínuos, são aqueles que contêm água adsorvida e aqueles que, embora grandes, tenham uma entrada estreita. Sorção ou absorção capilar é o resultado de movimentos capilares nos poros do concreto abertos ao meio

ambiente, devido à diferença de pressão na superfície livre da água no exterior do concreto e sua superfície nos poros capilares. Portanto, somente pode ocorrer sucção capilar em concretos parcialmente secos. Há que se distinguir absorção capilar do termo “absorção” (por imersão), este último correspondendo à quantidade de volume poroso.

Para POSSER et al. (2004), a absorção de água por capilaridade é definida como a quantidade total de água absorvida por um material poroso, por metro quadrado, durante um período pré-determinado. Como os capilares são os espaços ainda não preenchidos pelos compostos hidratados do aglomerante, a permeabilidade depende do prosseguimento da hidratação ao longo do tempo, sendo que quanto maior o seu grau de endurecimento, menor será sua permeabilidade.

O conhecimento da estrutura de poros permite prever a durabilidade de um concreto, uma vez que possibilita o conhecimento da forma pela qual os agentes agressivos se difundem ou penetram através do interior da massa de concreto. Uma das formas de se verificar a configuração da estrutura de poros de um concreto é pelo monitoramento da absorção capilar.

Segundo FERREIRA (2000), os poros do concreto apresentam uma grande variedade de dimensões, desde nanométricas até micrométricas. Quando estes poros entram em contato com uma fase líquida, o líquido é absorvido pelas forças capilares presentes em cada poro. A força capilar local é inversamente proporcional ao diâmetro dos poros, desta forma, os poros menores exercem uma maior força capilar (apesar da velocidade de ingresso nos poros menores ser inferior à dos poros maiores).

Ataque por Sulfatos ao Concreto

Segundo MOURA (2000), apesar da grande importância da água para o concreto, esta, quando contém algumas substâncias químicas, pode reagir com constituintes da pasta de cimento, formando compostos expansivos que geram tensões internas, podendo provocar a fissuração e desagregação, reduzindo significativamente a resistência e a rigidez do concreto. Se a ação do ataque for suficientemente forte, poderá comprometer mesmo o concreto de melhor qualidade, ao longo do tempo.

O ataque por sulfatos é uma das principais causas de deterioração do concreto. Os sulfatos de magnésio, sódio, potássio, amônia e outros reagem tanto com a cal liberada na hidratação do cimento quanto com os hidratos de aluminato de cálcio. O sulfato de magnésio, além das reações com o hidróxido de cálcio e com os aluminatos, tem uma ação mais intensa que os outros sulfatos, pois decompõe os silicatos hidratados. A formação de

sulfoaluminato de cálcio é característica das reações entre o C_3A hidratado e as soluções de Na_2SO_4 (DJANIKIAN, 1980, SCHNEIDER & PIASTA, 1991 apud MOURA, 2000).

Segundo FERREIRA (2000), o ataque de sulfatos é caracterizado pela reação química dos íons de sulfato (como substância agressiva) com os compostos de alumina, cálcio e hidróxidos do cimento Portland endurecido formando etringita (sulfoaluminato de cálcio hidratado) e numa escala menor, gesso.

Nos cimentos com teor de C_3A variando entre 6 % e 12 % a etringita é formada em dois períodos: nos primeiros estágios de hidratação (antes de 24 horas), devido ao gesso adicionado ao clínquer; e, posteriormente, quando os íons provenientes do meio, penetram no concreto e combinam-se com íons cálcio, alumina, sulfato e hidroxila, presentes na solução dos poros. O processo de cristalização da etringita formada neste segundo período pode provocar ações deletérias no concreto (MEHTA & MONTEIRO, 1994). Ainda de acordo com estes pesquisadores, a etringita pode ser classificada, do ponto de vista da expansão, em dois tipos:

- tipo 1 – são formadas quando as concentrações de íons hidroxila são baixas. Possuem formas alongadas (de 10 a 100 micra de comprimento), e estreitas. Sua formação provoca expansões, podendo, também, aumentar a resistência;
- tipo 2 – formadas quando há altas concentrações de íons hidroxila. São caracterizadas por pequenos cristais de 1 a 2 micra de comprimento.

No início do ataque, a etringita formada ocupa os espaços na rede de poros capilares, densificando a matriz, sem provocar expansões, podendo aumentar a resistência do concreto. Com a continuidade do ataque, mais etringita é formada e os espaços já não são suficientes para acomodar o aumento de volume. Desta forma, as tensões são geradas e provocam fissuras e, posteriormente, a completa deterioração do concreto. (MOUKWA, 1990 apud MOURA, 2000)

Ainda segundo MOURA (2000), os sulfatos geralmente estão presentes na água do mar, em águas subterrâneas, poços de mineração, chuvas ácidas, água de esgoto (ácido sulfúrico), águas industriais (ácido sulfúrico) e em águas de drenagem de solos fertilizados (sulfato de amônia). Os sais sólidos não atacam o concreto; entretanto, quando dissolvidos, podem reagir com a pasta do cimento hidratada.

De acordo com SILVEIRA (1996) apud MOURA (2000), o concreto exposto ao ambiente marinho pode sofrer efeitos combinados da ação química dos constituintes da água do mar sobre os compostos hidratados do cimento, da pressão de cristalização dos sais, ação

física das ondas, ciclos de molhagem e secagem, ação do congelamento em climas frios e corrosão das armaduras. A combinação destes efeitos provoca deterioração do concreto de maneira mais intensa e mais rápida.

Para FERREIRA (2000), o ataque de sulfatos ocorre quando o sistema de poros do concreto é penetrado por soluções de sulfatos com origem normalmente nas águas dos solos em contato com o concreto, nas águas do mar ou nos efluentes industriais. Para ele, esta reação depende dos seguintes parâmetros:

- concentração do íon sulfato;
- cátions presentes na solução de sulfato (sódio, potássio, amoníaco ou magnésio);
- teor de C_3A do cimento;
- densidade, permeabilidade e a qualidade do concreto em geral.

A ação das águas que contenham um teor de sulfato elevado poderá ser controlada por concretos executados com cimentos Portland de Resistência a Sulfatos, de Alto-forno com elevado teor de escórias, Pozolânicos, Aluminosos, Supersulfatados ou, ainda, com cimentos especiais com variados teores de escórias de alto-forno e clínquer isento ou pobre de aluminato tricálcico (DJANKIAN, 1980 apud MOURA, 2000). Entretanto, ainda que o cimento resistente a sulfatos não contenha C_3A suficiente para a formação de etringita expansiva, sabe-se que o $Ca(OH)_2$ e possivelmente o C-S-H são susceptíveis ao ataque tipo ácido pelos sulfatos (NEVILLE, 1997).

Carbonatação

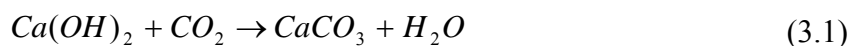
As estruturas de concreto armado interagem com o meio ambiente através dos poros da matriz de cimento proveniente do excesso de água adicionado ao concreto para viabilizar sua mistura, transporte e adensamento. Como já foi explicado anteriormente, os agentes agressivos presentes na atmosfera podem deteriorar tanto o concreto como as armaduras através de mecanismos como a difusão, a absorção capilar e a permeabilidade. Entre os principais agentes que provocam a deterioração das armaduras estão os íons cloretos presentes em ambientes marinhos e o CO_2 . No caso do CO_2 , ele penetra no concreto através dos poros por difusão, reduz a reserva alcalina e conseqüentemente o pH que proporciona a estabilidade do aço do concreto (PESSÔA et al., 2002).

Para SCHRODER & SMOLCZYC (1968) apud CUNHA & HELENE (2001), a carbonatação é um fenômeno físico-químico decorrente da reação entre os constituintes ácidos do meio com o líquido intersticial existente nos poros do concreto, que se encontra

saturado por hidróxidos de cálcio provenientes da hidratação do cimento, e também, com outros compostos hidratados do cimento em equilíbrio com o líquido intersticial. O ácido carbônico (H_2CO_3), o dióxido de enxofre (SO_2) e o gás sulfídrico (H_2S) são os principais constituintes ácidos do meio.

O processo ocorre por difusão gasosa do CO_2 (existente na atmosfera) na fase aquosa dos poros do concreto e pela posterior reação química do CO_2 dissolvido com o hidróxido de cálcio [$Ca(OH)_2$] e outros constituintes sólidos carbonatáveis do concreto, como os álcalis do cimento [($NaOH$) e (KOH)] em menores quantidades no cimento e, a longo prazo, os silicatos e aluminatos (HELENE, 1981; HELENE, 1993; BALEN & GEMERT, 1994 apud CUNHA & HELENE, 2001).

Para MOURA (2000), a principal reação de carbonatação se dá entre o dióxido de carbono e o hidróxido de cálcio, conforme apresentado na Equação 3.1:



A formação do $CaCO_3$ pode reduzir o pH do concreto da faixa de 12,6 a 13,5 para a faixa de 8,3 a 9, alterando as condições de estabilidade química que protege as barras de aço do concreto armado.

Segundo VÉNUAT & ALEXANDRE et al. (1969) apud CUNHA & HELENE (2001), a umidade relativa do ambiente exerce influência sobre a quantidade de água contida nos poros do concreto e esta, por sua vez, condiciona a velocidade de difusão do CO_2 . Esta na fase líquida é aproximadamente 10^4 vezes mais lenta que na fase gasosa, mas a presença de água é fundamental para a reação. Devido o concreto ser um material microporoso, a penetração de gás carbônico será governada pela forma da estrutura dos poros e se os poros do concreto são preenchidos ou não por água. Se os poros se encontrarem secos (sem água), o CO_2 se difundirá no interior deles, mas a carbonatação não ocorrerá pela falta de água; se os poros estiverem preenchidos com água, não haverá quase carbonatação, devido à baixa taxa de difusão do CO_2 na água. Se os poros estiverem apenas parcialmente preenchidos com água, que é normalmente o caso próximo à superfície do concreto, a frente de carbonatação avança até profundidades onde os poros do concreto apresentem essa condição favorável (situação mais desfavorável sob o ponto de vista da despassivação da armadura), devido a dois fatores, água e possibilidade de difusão de CO_2 .

Alguns pesquisadores propõem o estabelecimento de faixas de umidade dentro das quais a carbonatação ocorreria com mais facilidade. Para HELENE (1981) apud CUNHA E HELENE (2001), a máxima carbonatação ocorre quando a umidade relativa é mantida entre 60% e 85%; fora dessa faixa, a carbonatação é praticamente insignificante. No entanto, MOURA (2000) relata que para o ACI – COMMITTEE REPORT 201 (1991), este intervalo é entre 50 e 75%. Segundo CEUKELAIRE e NIEUWENBURG (1993), a maior velocidade de carbonatação é observada na umidade relativa de 50%. Quanto à temperatura também não existe ainda consenso quanto àquela mais propícia à ocorrência de carbonatação.

Com relação à composição química do cimento na reação de carbonatação do concreto, sabe-se que esta é influenciada pelo teor de álcalis disponível para a manutenção do pH, ou seja, a carbonatação será menor quanto maior for a reserva alcalina. Segundo HELENE (1993) apud MOURA (2000), quanto maior a concentração de hidróxido de cálcio na solução intersticial dos poros, menor será a velocidade de penetração de CO₂.

Quanto à utilização de adições minerais, sabe-se que se por um lado elas favorecem a carbonatação reduzindo o pH, por outro lado elas provocam uma densificação da matriz o que dificulta a penetração de CO₂. Ainda segundo MOURA (2000), a adição de pozolanas, como a sílica ativa, por exemplo, em teores que não sejam elevados, proporciona redução da porosidade do concreto, dificultando a difusão do CO₂. Porém, altos teores de adição devem aumentar a espessura da camada carbonatada, devido à redução da reserva alcalina na pasta. Portanto, existe um limite do teor de adição, abaixo do qual, o efeito da densificação da matriz é preponderante sobre a redução da alcalinidade, diminuindo, desta forma, a espessura da camada carbonatada.

Corrosão das Armaduras

No concreto armado, onde o concreto trabalha associado a uma armadura, geralmente de aço carbono, um dos fatores que mais influencia na sua durabilidade é a corrosão das armaduras. Segundo HELENE (1993) apud CUNHA & HELENE (2001), a corrosão pode ser definida como a interação destrutiva de um material com o meio ambiente, seja por ação física, química, eletroquímica, ou por combinação destas. Como ações físicas características podem-se citar os fenômenos de cavitação e erosão; como ações químicas as reações de expansão e de lixiviação dos compostos hidratados da pasta de cimento Portland em argamassa e concretos e; como ação eletroquímica típica a maioria dos processos corrosivos de metais em meios aquosos.

HELENE (1986) apud CUNHA & HELENE (2001) apresenta que, para que a corrosão das armaduras no interior do concreto se desenvolva é necessário que existam:

ELETRÓLITO - Meio onde ocorrem pilhas ou células de corrosão de natureza eletroquímica, que irá conduzir os íons, gerando uma corrente de natureza iônica e, também, para dissolver o oxigênio. O eletrólito, no concreto, é constituído basicamente pela solução intersticial aquosa que contém íons em solução (podendo ser fraco, ou seja, com poucos íons, ou forte, com muitos íons).

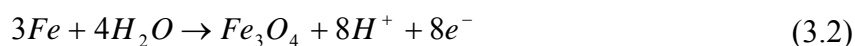
DIFERENÇA DE POTENCIAL - (ddp) - entre dois pontos aleatórios da armadura, seja pela diferença de umidade, aeração, concentração salina, tensão do concreto e/ou do aço, impurezas no metal, heterogeneidades inerentes ao concreto, pela carbonatação ou pela presença de íons.

OXIGÊNIO - Que regulará todas as reações de corrosão, dissolvido na água presente nos poros do concreto.

A presença de agentes agressivos no eletrólito que podem acelerar a corrosão como por exemplo, os íons sulfetos (S^{2-}), os íons cloretos (Cl^-), o dióxido de carbono (CO_2), e outros, é a quarta condição que pode existir, que influencia fortemente o início e a velocidade do processo corrosivo, pois esses agentes atuam diretamente nas reações necessárias ao desenvolvimento do processo, acentuam a ddp e facilitam a dissolução da camada de passivação.

Citando ROGERS (1967) e MIRANDA & BASÍLIO (1987), CUNHA & HELENE (2001), apresentam as reações que regem o processo de corrosão das armaduras:

Nas zonas anódicas (regiões corroídas) - Onde ocorrem as reações principais de dissolução do metal (oxidação). O processo anódico ocorre na superfície do metal.



Nas zonas catódicas (regiões não corroídas) - Onde ocorrem reações de redução de oxigênio. O processo catódico ocorre na interface entre o metal e o eletrólito e depende da disponibilidade de oxigênio dissolvido e do pH da interface metal-eletrólito. As reações de maior interesse são:



A Figura 3.1 ilustra o mecanismo da corrosão da armadura no concreto, no período de propagação do fenômeno.

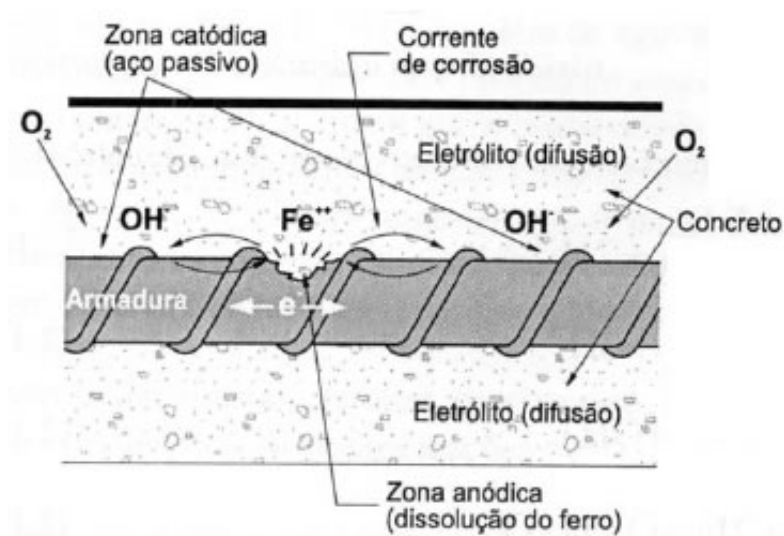


Figura 3.1 - Pilha eletroquímica de corrosão no concreto armado (CUNHA & HELENE, 2001).

Segundo FERREIRA (2000), o ataque por cloretos distingue-se dos outros tipos de ataques químicos que degradam o concreto dado que o dano principal é a corrosão do aço, sendo apenas uma consequência desta corrosão que o concreto vizinho é deteriorado. A Figura 3.2 mostra alguns tipos de deterioração sofrida pelo concreto, por causa da corrosão das armaduras.

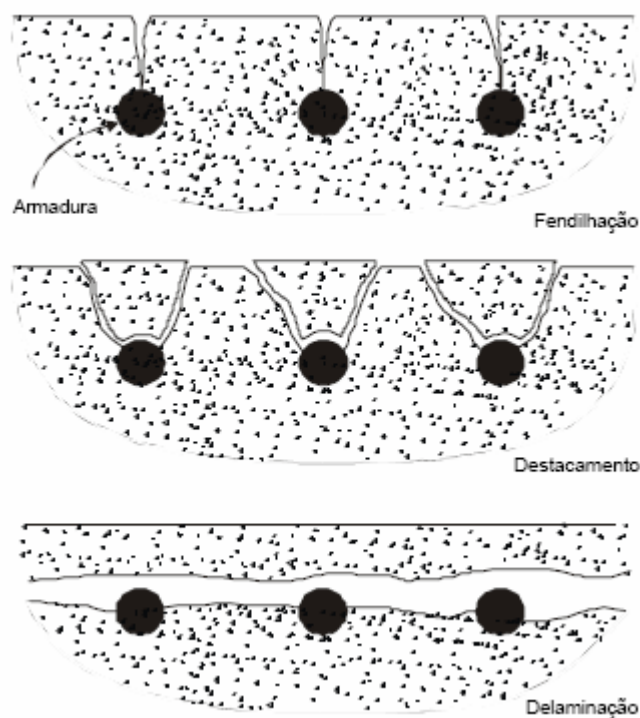


Figura 3.2 - Deterioração do concreto causada pela corrosão das armaduras (FERREIRA, 2000).

Como visto anteriormente, a corrosão do aço do concreto armado é facilmente induzida pela presença dos íons de cloro. Um aspecto importante a ser conhecido é quanto tempo os íons de cloro demoram a passar do ambiente para o concreto e para alcançar uma concentração suficiente para iniciar a corrosão das armaduras.

Segundo MELO & LIMA (2004), o valor limite para concentração de cloretos no concreto, abaixo do qual a estrutura não apresente risco de deterioração é um dos pontos de maior discussão no processo corrosivo. Este limite pode ser dado pela relação Cl^-/OH^- , pela quantidade em massa em relação à água de amassamento (adotado no Brasil) ou como uma porcentagem em relação à massa de cimento ou de concreto. De acordo com RAMACHANDRAN & BEAUDOIN (2001), a relação Cl^-/OH^- consiste num dos critérios mais confiáveis para previsão da iniciação da corrosão, segundo eles, ocorrerá corrosão se a relação Cl^-/OH^- for superior a 0,6.

O potencial eletroquímico de corrosão das armaduras imersas no concreto é uma grandeza que indica a probabilidade de ocorrência de corrosão. Fornece informações qualitativas que devem ser utilizadas como complemento de outros ensaios e não de forma isolada (ANDRADE, 1996).

O aço imerso no concreto pode ser considerado um eletrodo e apresenta um potencial que é o resultado da diferença de potencial entre o metal e o meio aquoso presente nos poros do concreto.

A medida deste potencial é inviável na prática, pois ao inserir um terminal metálico na solução cria-se outro eletrodo, desta forma mede-se o potencial através de uma célula ou cela eletroquímica, composta por dois eletrodos, um chamado de referência (calomelano saturado, prata/cloreto de prata ou cobre/sulfato de cobre) e o outro de trabalho. O eletrodo de referência é colocado em contato com a superfície do concreto (ANDRADE, 1996). A utilização da medida do potencial de corrosão tem a vantagem de ser uma técnica não destrutiva e de fácil aplicação, não sendo necessário o emprego de aparelhos caros e sofisticados.

3.3. Características de Durabilidade do CAA

Conforme já abordado anteriormente, existem consideráveis diferenças entre as proporções dos constituintes, formas de compactação e utilização de adições e aditivos do CAA, com relação aos concretos convencionais, que podem resultar na apresentação de diferentes propriedades nesses concretos. No entanto, isso depende diretamente da composição e dos materiais utilizados. Alguns trabalhos têm comprovado diferenças entre propriedades relacionadas com a durabilidade do CAA e de CC de mesma resistência, sendo uma tendência do CAA apresentar melhores propriedades.

Na pesquisa realizada por SCHUTTER et al. (2003), foi constatado que o CAA apresenta permeabilidade à água um pouco menor que o concreto convencional, de mesma relação água/cimento. A absorção por imersão do CAA é comparável com os valores obtidos para concreto convencional. Com relação à permeabilidade a gases, o CAA apresenta-se muito menos permeável.

Ressalta-se que, neste caso, que a estrutura de poros faz uma grande diferença, pois se observa pelo ensaio de absorção por imersão que os dois concretos estudados possuem índices de vazios semelhantes, no entanto, dada a diferente estrutura de poros, o CAA apresenta um desempenho melhor nos testes de permeabilidade aos gases. A interação entre ‘estrutura dos poros’, ‘mecanismos de transporte’ e ‘degradação’ é sistematicamente mostrado na Figura 3.3.

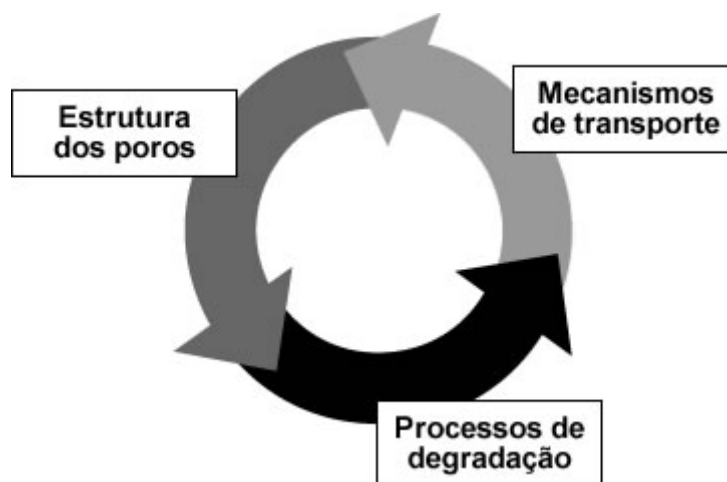


Figura 3.3 – Interação entre a estrutura de poros, mecanismos de transporte e processos de degradação (SCHUTTER et al., 2003).

O autor cita ainda que menores relações a/c implicam em menores permeabilidades à água e a gases e reduzem a absorção de água por imersão.

Por sua vez, BOEL et al. (2003), em seu estudo, cita que o concreto convencional chegou a apresentar valores de absorção de água por imersão ligeiramente menores do que os obtidos para um dos CAA's utilizados. No entanto, o autor observa que o coeficiente de sucção capilar do concreto convencional é cerca de duas vezes maior do que para o CAA, o que ratifica a observação de SCHUTTER et al. (2003) em sua pesquisa. Além disso, BOEL et al. (2003) constatou que a utilização de sílica ativa proporcionou menor absorção por imersão e menor coeficiente de sucção capilar, o que nos leva a concluir que, quando a sílica ativa é usada em adição ao fíler calcário, há uma acentuada melhoria da estrutura de poros capilares do concreto.

Segundo BARROS (2006), no trabalho desenvolvido por REINHARDT et al. (2003), foi constatado que a permeabilidade do CAA aumenta com a temperatura. De acordo com os autores, o crescimento da permeabilidade com a temperatura é prevista pela teoria da termodinâmica.

Já PETERSSON et al. (1996), faz referência à zona interfacial de transição (ZIT). Para ele, a profundidade e a densidade da ZIT são fatores determinantes para a migração de gases ou cloretos. Nesse estudo realizaram-se medições de penetração de cloretos, as quais mostraram que o CAA é menos permeável aos íons cloretos do que o concreto convencional, comprovando que no CAA a microestrutura e especialmente a ZIT são mais densas do que no concreto convencional.

ZHU & BARTOS (2003) defendem que o ingresso de gases, água ou íons em soluções aquosas no concreto, acontece através dos espaços dos poros da matriz da pasta de cimento, nas interfaces pasta – agregado e através das microfissuras existentes. Dependendo das forças que dirijam o processo e da natureza do material transportado, o transporte de fluidos no concreto é usualmente classificado em três mecanismos principais: difusão, absorção capilar e permeabilidade. Nesse estudo, foram realizados ensaios de permeabilidade ao ar, absorção por capilaridade e difusão de cloretos, em concretos auto-adensáveis e convencionais, além da análise em um CAA sem adição, porém com agente modificador de viscosidade para manter a estabilidade da mistura fresca. Foi constatado então que os concretos auto-adensáveis apresentaram considerável redução nos valores da permeabilidade e absorção por capilaridade, comparados aos concretos convencionais de mesmo nível de resistência. Em relação à difusão de cloretos, esta foi muito dependente do tipo de adição utilizada nos concretos. Foi observado ainda que o CAA sem adição, mas com agente modificador de viscosidade, apresentou maiores valores para permeabilidade, absorção e difusão de cloretos.

Capítulo 4

Estudo Experimental

Para o alcance dos objetivos deste trabalho foi desenvolvida uma etapa experimental que consistiu de quatro fases: 1 - seleção dos materiais constituintes das misturas; 2 - definição dos ensaios experimentais; 3 - dosagem e produção dos concretos; 4 - determinação das propriedades dos concretos.

Os concretos produzidos foram: dois concretos de referência, ambos sem adições, sendo um com aditivo inibidor de corrosão composto e um concreto auto-adensável com adição de RCMG, com traço determinado em estudo anterior (CAVALCANTI, 2006).

As propriedades determinadas relacionadas à durabilidade dos concretos foram: permeabilidade ao ar, absorção de água por sucção capilar, resistência à carbonatação, resistência à corrosão de barras de aço imersas no concreto e resistência ao ataque por sulfatos.

Toda parte experimental foi realizada no Laboratório de Estruturas e Materiais (LEMA) do Núcleo de Pesquisas Tecnológicas (NPT) do Centro de Tecnologia (CTEC) da Universidade Federal de Alagoas (UFAL). A exceção foi a análise de difração de Raio X, feita nos corpos-de-prova do ensaio de resistência ao ataque por sulfatos, que foi realizada no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas (LABEME) da Universidade Federal da Paraíba (UFPB).

Para a determinação das propriedades de trabalhabilidade, foram definidos, no estado fresco, os ensaios de abatimento de tronco de cone, segundo a norma NBR NM 67 (1998), para os concretos de referência, e o ensaio de espalhamento do tronco de cone “Slump Flow Test” para o concreto auto-adensável (CAA-RCMG). Ainda para o concreto auto-adensável foi executado o teste de bloqueio adaptado, no qual se verificou a capacidade deste concreto de passar por obstáculos, simulando uma situação de concretagem de uma peça com armadura densa.

Para a determinação das propriedades mecânicas foi definido, no estado endurecido, o ensaio de determinação da resistência à compressão através do rompimento dos corpos de prova, segundo a NBR 5739 (1994).

Para a determinação das propriedades de durabilidade foram definidos, também no estado endurecido, os ensaios de permeabilidade ao ar pelo Método de Figg conforme a norma LNEC E 413 (1993), de absorção de água por sucção capilar pelo método proposto por KELHAM (1988), modificado por GOPALAN (1996), capacidade de proteção de armaduras contra a corrosão induzida pela penetração de cloretos conforme a ASTM G 109 (1992), resistência ao ataque por sulfatos baseado no método de KOCH & STEINEGGER (1960) modificado por MOURA (2000) e propagação da frente de carbonatação segundo o método proposto por JOHN (1995).

Na escolha dos métodos utilizados, procurou-se aqueles já utilizados com sucesso por outros pesquisadores, levando-se em conta a exequibilidade dos experimentos em laboratório e a geração de dados que facilitassem a comparação entre os concretos estudados.

4.1. Materiais Utilizados

Cimento

O cimento utilizado foi do tipo Portland Composto, CP II-Z-32, obedecendo às especificações da norma NBR – 5732 (1991), escolhido por ser o mais largamente utilizado nesta região.

Agregados (Areia e Brita)

O agregado miúdo utilizado foi areia natural quartzosa, proveniente do Município de Murici/AL, extraída do Rio Mundaú, comercializada no mercado do Maceió.

Suas características físicas determinadas foram: massa específica (NBR NM 52, 2003), absorção (NBR NM 30, 2001), massa unitária em estado solto (NBR NM 45, 2006), composição granulométrica, segundo NBR NM 248 (2003) (granulometria, dimensão máxima característica e módulo de finura), teor de materiais pulverulentos (NBR NM 46, 2003) e impurezas orgânicas (NBR NM 49, 2001).

O agregado graúdo utilizado foi pedra britada de origem granítica vendida no mercado de Maceió como “brita 0”, proveniente de uma jazida e pedreira localizada no

Município de Rio Largo/AL. O uso da brita 0 foi em atendimento às referências sobre o CAA, que indicam o uso de menores diâmetros máximos característicos de agregado graúdo.

As características físicas determinadas para o agregado graúdo foram: massa específica e absorção (NBR NM 53, 2003), massa unitária em estado solto, massa unitária em estado compactado e seco (NBR NM 45, 2006), composição granulométrica, de acordo com NBR NM 248 (2003) (granulometria, dimensão máxima característica e módulo de finura), teor de materiais pulverulentos (NBR NM 46, 2003), e índice de forma (NBR 7809, 2006).

As características dos agregados são apresentadas nas Tabelas 4.1 e 4.2 e na Figura 4.1, as amostras utilizadas nesses ensaios foram obtidas seguindo a metodologia das normas NBR NM 26 (2001) e NBR NM 27 (2001).

Tabela 4.1– Caracterização dos agregados.

Ensaio	Brita	Areia
Massa específica (g/cm ³)	2,65	2,61
Massa unitária-estado solto (g/cm ³)	1,38	1,45
Massa unitária - estado compactado (g/cm ³)	1,46	-
Absorção (%)	0,82	0,60
Teor de materiais pulverulentos (%)	0,59	1,32
Impurezas orgânicas húmicas (ppm)	-	250
Índice de forma	2,21	-
Índices granulométricos		
Dimensão máxima característica (mm)	12,5	2,36
Graduação granulométrica	Não se enquadra	Média
Módulo de finura	6,11	2,49

Observa-se na Tabela 4.1 que as massas específicas dos agregados utilizados apresentaram valores próximos dos encontrados normalmente na literatura. Nem a areia nem a brita ultrapassaram os limites máximos em percentagem de massa de materiais pulverulentos nos agregados, permitidos pela NBR NM 46 (2003). Segundo ela, os limites máximos para a areia e para a brita são respectivamente 5 % e 1 %.

O índice de forma dos grãos da brita apresentou valor menor que 3, indicando que não se trata de um agregado com partículas de forma lamelar acima do permitido. Isto é, não se verifica a predominância de partículas achatadas, ou seja, duas dimensões prevalecendo sobre a terceira, conforme determinado pela NBR 7809 (2006). Partículas finas e achatadas

podem reduzir a resistência do concreto quando o agregado tem uma carga aplicada no seu lado achatado.

O agregado miúdo utilizado se enquadra como areia média, de acordo com NBR 7211 (2005), e sua dimensão máxima característica é de 2,36 mm. Já o agregado graúdo, não se enquadra nas faixas estabelecidas pelas normas brasileiras, nem como brita 0, nem como brita 1 de acordo com NBR – 7211 (2005). Em função disso a brita utilizada foi chamada de 12,5 mm. Na Tabela 4.2 e na Figura 4.1 a seguir apresentam-se, respectivamente, as composições granulométricas da areia e da brita, e os gráficos das composições granulométricas da brita 12,5 e da areia média utilizada.

Tabela 4.2– Composição granulométrica da areia e da brita utilizada.

Peneiras	Brita		Areia	
	% retida	% retida acumulada	% retida	% retida acumulada
12,5 mm	0,4	0,4	-	-
9,5 mm	22,0	22,4	-	-
6,3 mm	51,7	74,1	-	-
4,75 mm	17,5	91,6	1,1	1,1
2,36 mm	7,0	98,6	3,4	4,5
1,18 mm	0,5	99,1	10,8	15,3
600 µm	0,3	99,4	28,2	43,5
300 µm	0,2	99,6	43,5	87
150 µm	0,2	99,8	10,8	97,8
Fundo	0,2	100,0	2,2	100,0
Total	100,0	-	100,0	-

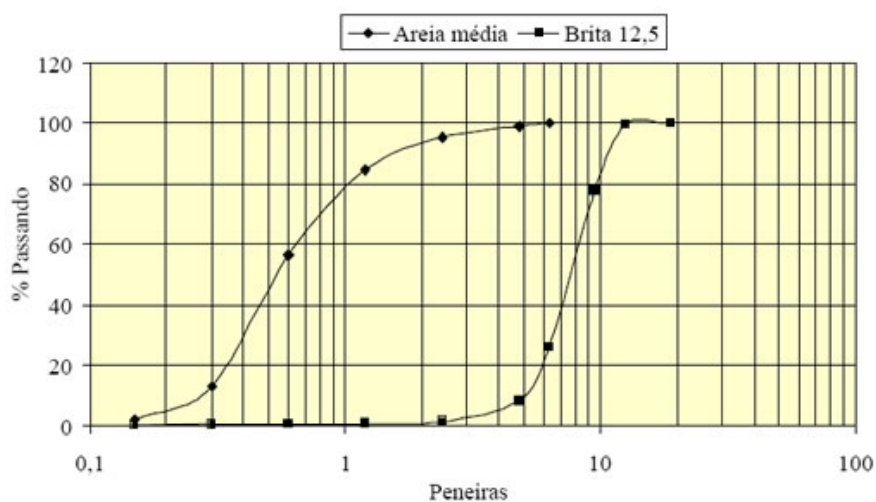


Figura 4.1 - Curvas granulométricas da brita 12,5 e da areia média.

Resíduo do corte do mármore e granito (RCMG)

O resíduo utilizado nesta pesquisa é oriundo dos tanques de decantação de uma das indústrias de beneficiamento de blocos de mármore e granito do Estado de Alagoas. Os detalhes da coleta e do processamento do resíduo para a utilização no CAA são descritos a seguir.

▪ Geração do Resíduo

A transformação dos blocos de rochas em chapas, nas indústrias de beneficiamento de mármore e granito, gera uma quantidade significativa de resíduo em forma de lama. Esta lama é formada pela utilização de uma polpa nos teares (equipamento usado para o corte dos blocos), com o objetivo de lubrificar e resfriar as lâminas, bem como evitar sua oxidação, impedindo o aparecimento de manchas nas chapas. Essa polpa é geralmente constituída de água, granalha e cal moída. É comum a substituição da cal por outros materiais como calcário moído e escória de alto forno (NEVES, 2002 apud CAVALCANTI, 2006).

A maior quantidade de resíduo é produzida na etapa chamada de desdobramento ou serragem do bloco de granito ou mármore. Esta etapa consiste na transformação dos blocos de rochas em chapas, por meio dos teares. Os teares (Figura 4.2) são equipamentos robustos constituídos por quatro colunas, que sustentam quadros que realizam movimentos pendulares. Nesses quadros são dispostas lâminas de aço carbono de alta dureza e boa resistência mecânica, de forma a resistir aos esforços de tração e abrasão. (NEVES, 2002 apud CAVALCANTI, 2006).



Figura 4.2 – (a) Vista frontal da entrada dos teares; (b) Bloco na saída dos teares já desdobrado em chapas; (c) Parte mecânica dos teares; (d) Vista lateral dos teares (LISBÔA, 2004).

Durante o processo de serragem a mistura abrasiva é bombeada sobre os blocos de forma homogênea e contínua, em todas as lâminas (cerca de 100 lâminas constituem os teares, atualmente). Em geral, estes sistemas são constituídos de distribuidores multibraços, cada qual com bicos para a aspersão do fluido abrasivo (NEVES, 2002 apud CAVALCANTI, 2006).

A granalha tem função abrasiva no processo de corte, isto é, ela atua como auxiliar às lâminas dos teares. É comum neste processo perder-se até 30 % dos blocos, na forma de costaneiras e lamas abrasivas. Outras perdas costumam ocorrer por quebra de placas, falhas de empilhamento, defeitos de corte, uso de polpa abrasiva de composição inadequada, lâminas de corte pouco tencionadas e blocos fraturados, totalizando cerca de mais 10 %. Adicionem-se a isso as perdas durante a manufatura de ladrilhos, na aplicação de pedras ornamentais na construção civil, e os rejeitos do polimento que podem chegar a outros 30 % (NEVES, 2002 apud CAVALCANTI, 2006).

Finalizado o processo de desdobramento dos blocos para obtenção das chapas brutas, inicia-se a fase de acabamento, onde as chapas são submetidas ao corte das arestas e ao

polimento da superfície superior (Figura 4.3), gerando uma pequena quantidade de resíduo em comparação com as etapas anteriores.



Figura 4.3 – (a) Processo de corte das chapa brutas; (b) Processo de polimento das chapas (LISBÔA, 2004).

O resíduo gerado durante o processo de polimento não contém granalha, visto que esta é usada apenas na composição da lama abrasiva empregada no desdobramento dos blocos. Este resíduo sem granalha é bombeado para tanques com água (Figura 4.4), até que estes atinjam sua capacidade limite, quando então o resíduo sem granalha é novamente bombeado juntamente com a água do tanque para as lagoas, onde se misturam com o resíduo de corte, contendo granalha.



Figura 4.4 – (a) Detalhe da valeta que leva o resíduo aos tanques com água; (b) Material dos tanques sendo bombeado para as lagoas (LISBÔA, 2004).

▪ Coleta do Resíduo

Ao atingirem seus níveis máximos de armazenamento, as lagoas deixam de receber temporariamente o resíduo e entram num processo de evaporação da água, ficando o resíduo

acumulado em camadas úmidas, conforme a Figura 4.5 (a). A camada de resíduo mais superficial apresenta um acentuado processo de corrosão da granalha (Figura 4.5 – b) (CAVALCANTI, 2006).

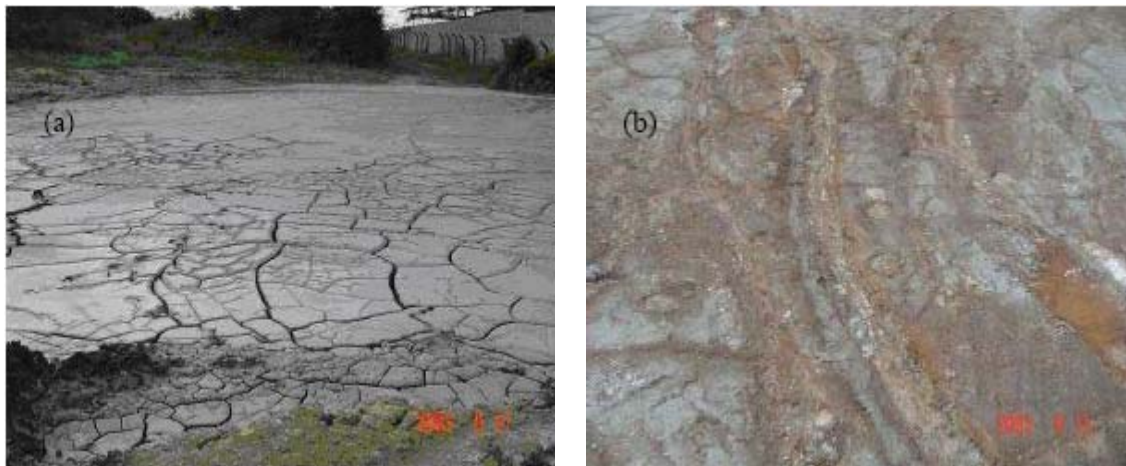


Figura 4.5 – (a) Detalhe da lagoa em sua fase madura; (b) Detalhe da camada corrosiva provocada pela presença de granalha (CAVALCANTI, 2006).

Foi neste estado, após a evaporação de parte da água que o resíduo foi coletado para a realização deste trabalho. Esta coleta se deu com o resíduo ainda úmido, sendo transportado em tonéis para o laboratório, conforme mostra a Figura 4.6. Chegando ao laboratório, o resíduo foi espalhado em lonas para a pré-secagem e depois foi devolvido aos tonéis para armazenamento.



Figura 4.6 – (a) Pré-secagem do resíduo espalhado sobre lona plástica; (b) Resíduo armazenado em tonéis após a pré-secagem.

▪ **Preparação do Resíduo**

O RCMG utilizado neste trabalho é o passante na peneira com malha de abertura de 300 μm , denominado RCMG # 300 μm , conforme determinado por CAVALCANTI (2006). Como já citado no Capítulo 2, as dimensões dos grãos de finos geralmente utilizados em CAA, para garantir os parâmetros de auto-adensabilidade do concreto, se enquadram nesta faixa de intervalo. A escolha de 300 μm se baseia no grau de dificuldade para a produção do RCMG, visto que, a utilização de um resíduo mais fino se tornaria impraticável, devido ao lento processo de peneiramento do material e da necessidade de grandes quantidades de RCMG nas dosagens dos concretos, para a realização dos ensaios e moldagem de c.p. cilíndricos.

Segundo CAVALCANTI (2006), a utilização do resíduo com menor granulometria proporcionou uma mistura mais coesa, dispensando o uso de adições complementares, como a sílica ativa adotada por LISBÔA (2004).

Já realizada a pré-secagem, o resíduo é destorroado (Figura 4.7 – a) para a destruição dos torrões formados. Após o destorroamento, o resíduo é passado na peneira com abertura de malha de 600 μm e então levado à estufa para concluir a secagem. Uma vez seco, o resíduo é finalmente passado na peneira de abertura da malha de 300 μm (Figura 4.7 – b), o que seria impraticável se o mesmo apresentasse umidade higroscópica, devido à pequena abertura da malha. Feito isto, o resíduo peneirado foi armazenado em baldes com tampa (Figura 4.7 – c), estando pronto para ser utilizado.



Figura 4.7 – (a) Apiloamento do resíduo; (b) Peneiramento; (c) Resíduo estocado e pronto para ser utilizado.

▪ **Caracterização do Resíduo**

Após todo o processo de coleta e preparação do resíduo, foram coletadas amostras do mesmo e submetidas aos ensaios de caracterização. As características do RCMG # 300 μm são apresentadas nas Tabelas 4.3 e 4.4 e na Figura 4.8.

A análise granulométrica do RCMG, através do ensaio de granulometria a laser, foi realizada no Laboratório de Engenharia Química / UFAL, assim como a análise da composição química do mesmo. O ensaio para determinação da massa específica real do resíduo é realizado pelo Método do Picnômetro, de acordo com a NBR NM 52 (2003). Já o ensaio para a determinação da superfície específica do resíduo é realizado pelo Método de Blaine, de acordo com a NBR NM 76 (1998).

Tabela 4.3 – Características do resíduo estudado.

PROPRIEDADE	RCMG
Tipo	Inerte
Material retido na peneira de 300 μm	0,56%
Granulometria (Método Laser)	(%)
% passante (μm)	
3	24,08
32	82,97
45	91,77
63	94,78
88	97,56
100	98,06
150	99,15
Massa específica real pelo Método do Picnômetro (g/cm^3)	2,69
Superfície específica pelo Método de Blaine (m^2/kg)	0,34

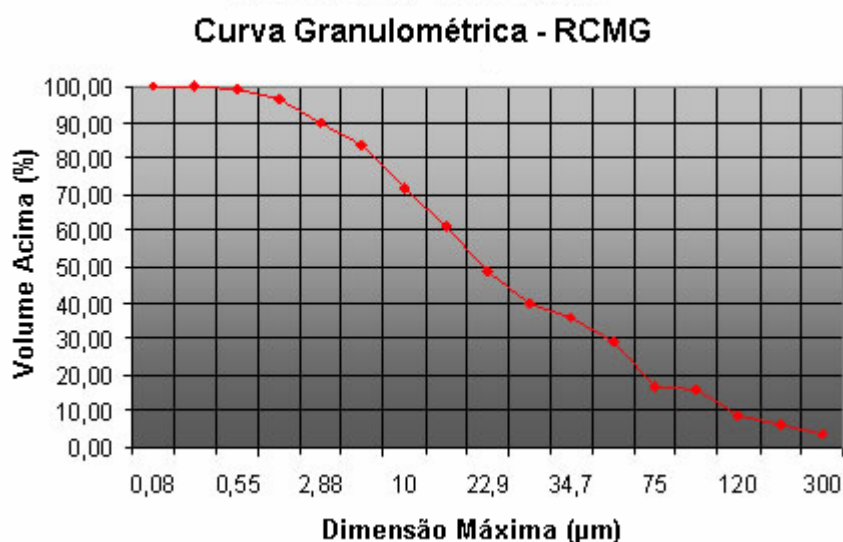


Figura 4.8 – Resultado da granulometria à laser.

Tabela 4.4 – Composição química do RCMG.

Composição Química – RCMG		
Pr	(Perda ao rubro)	2,14 %
SiO ₂	(Óxido de silício)	56,89 %
RI	(Resíduo insolúvel)	6,77 %
Fe ₂ O ₃	(Óxido de ferro)	9,58 %
Al ₂ O ₃	(Óxido de alumínio)	15,08 %
CaO	(Óxido de cálcio)	5,88 %
MgO	(Óxido de magnésio)	Traços
Na ₂ O	(Óxido de sódio)	1,45 %
K ₂ O	(Óxido de potássio)	1,68 %

Aditivos

Os aditivos utilizados foram: plastificante, superplastificante e inibidor de corrosão. O aditivo plastificante, cujas propriedades fornecidas pelos fabricantes se encontram na Tabela 4.5, foi utilizado nos concretos de referência com o objetivo de proporcionar melhor trabalhabilidade. O aditivo superplastificante de última geração, com base em uma cadeia policarboxílica, com propriedades apresentadas na Tabela 4.6, foi utilizado no concreto auto-adensável para conferir a fluidez necessária à obtenção do CAA. Os aditivos, plastificante e superplastificante, foram dosados em relação à massa de cimento, obedecendo, respectivamente, às relações plastificante/cimento (p/c) = 0,65 e superplastificante/cimento (sp/c) = 0,525. Foi considerada somente a parte sólida, ou seja, não foi considerada a água contida na solução do aditivo.

O aditivo inibidor de corrosão composto, proposto pelo Departamento de Química da Universidade Federal de Alagoas, com o objetivo de conferir uma maior proteção contra a ocorrência da corrosão das armaduras, apresenta-se em pó, contendo em sua composição molibdato de sódio (2%) e tiouréia (0,67%) em relação à massa de cimento. O molibdato de sódio utilizado foi de nível técnico, adquirido em empresa local e tiouréia PA, visto que não havia disponibilidade deste produto em nível técnico. A dosagem de aditivo inibidor de corrosão composto aqui utilizada foi uma entre as estudadas anteriormente, com resultados promissores quanto à diminuição da taxa de corrosão (UCHÔA, 2007).

Tabela 4.5 – Propriedades do plastificante.

Função principal	Plastificante multidosagem
Base química	Lignosulfonatos
Densidade (g/cm ³)	1,16 – 1,20
Teor de sólidos (%)	34 – 38
Aspecto	Líquido
Cor	Castanho escuro
pH	7 a 9

Tabela 4.6 – Propriedades do superplastificante.

Função principal	Superplastificante 3ª geração
Base química	Policarboxilatos
Densidade (g/cm ³)	1,067 – 1,107
Teor de sólidos (%)	28,5 – 31,5
Aspecto	Líquido viscoso
Viscosidade (cps)	95 – 160
Cor	Bege
pH	5 a 7

Água

Na produção dos concretos foi utilizada água potável proveniente do sistema de abastecimento de água da Universidade Federal de Alagoas – UFAL. A relação água/cimento utilizada foi de 0,5 e foi mantida fixa para todos os concretos, sendo descontada a água já presente nas soluções dos aditivos e acrescida a água de absorção dos agregados.

Aço para concreto

O aço utilizado nos ensaios de avaliação da corrosão das armaduras foi do tipo CA-50 – aço para concreto armado com resistência nominal ao escoamento de 50 kN/cm². Foram utilizadas barras de diâmetro nominal de 12,5 mm. O peso específico nominal do aço foi de 7.850 kgf/m³.

4.2. Composição dos concretos estudados

Concreto auto-adensável com RCMG

O concreto auto-adensável com RCMG, denominado CAA-RCMG, foi desenvolvido nos estudos de CAVALCANTI (2006) e sua composição é mostrada na Tabela 4.7. A

obtenção da mistura foi baseada no procedimento de GOMES (2002). A determinação da dosagem ótima de superplastificante foi definida na pasta e na argamassa, chegando-se à relação ótima superplastificante/cimento de 0,525, considerando-se apenas o teor sólidos. A relação filer/cimento (f/c) foi definida 0,5 nos estudos de CAVALCANTI (2006), assim como a relação água/cimento (a/c). A determinação do esqueleto granular, isto é, a relação agregado graúdo/agregado miúdo, que se baseia na NBR NM 248 (2003), foi definida pela maior massa unitária (M.U.) e o menor índice de vazios da relação agregado graúdo/agregado miúdo, nos quais ficam determinados os percentuais de agregados, o menor volume de vazios das diversas combinações, e conseqüentemente, o menor volume de pasta na mistura de concreto. A relação encontrada com menor índice de vazios entre a areia (2,36 mm) e a brita (12,5 mm), foi de 50 %, com massa unitária (M.U.) = 1777 kg/m³ e 32,4 % de índice de vazios, a qual foi adotada na mistura. Finalmente, com o esqueleto granular e a pasta e definidos, variou-se o volume da última, determinando o volume que proporcionaria ao concreto um melhor desempenho no alcance às propriedades de auto-adensabilidade. Nesse estudo, o CAA utilizado contém 40 % de volume de pasta em relação ao volume total de concreto.

Tabela 4.7 – Composição do CAA-RCMG.

CAA-RCMG	kg/m ³
Cimento	392
RCMG (f/c = 0,5)	196
Água (a/c = 0,5)	191
Superplastificante (sp/c = 0,525%)	6,86
Areia	783
Brita	795
Total	2.363,9

Concreto de Referência

O Concreto de Referência, denominado de C-REF, foi obtido com base no método de dosagem da ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland), apresentado por RODRIGUES (1998), mantendo-se inalterados o consumo de cimento e o fator água/cimento, em relação ao CAA-RCMG. Para promover a trabalhabilidade da mistura, foi utilizado 0,65% de aditivo plastificante, considerando-se somente a parte sólida, ou seja, não foi considerada a água contida na solução do aditivo, em relação à massa de cimento.

Os cálculos realizados para obtenção da dosagem do C-REF a partir do CAA-RCMG com base no método proposto pela ABCP são descritos a seguir.

a) Consumo de cimento e fator água/cimento, mantidos do CAA-RCMG

Consumo de cimento = 392 kg/m³

Fator água/cimento = 0,5

b) Determinação dos agregados

Com o módulo de finura da areia e a dimensão máxima característica do agregado graúdo, obtém-se através do método da ABCP, fazendo-se uso de interpolação, o volume compactado seco do agregado graúdo por metro cúbico de concreto.

Tabela 4.8 – Volume compactado seco (V_c) de agregado graúdo por m³ de concreto (RODRIGUES, 1998).

MF	D _{máx} (mm)				
	9,5	19,0	25,0	32,0	38,0
1,8	0,645	0,770	0,795	0,820	0,845
2,0	0,625	0,750	0,775	0,800	0,825
2,2	0,605	0,730	0,755	0,780	0,805
2,4	0,585	0,710	0,735	0,760	0,785
2,6	0,565	0,690	0,715	0,740	0,765
2,8	0,545	0,670	0,695	0,720	0,745
3,0	0,525	0,650	0,675	0,700	0,725
3,2	0,505	0,630	0,655	0,680	0,705
3,4	0,485	0,610	0,635	0,660	0,685
3,6	0,465	0,590	0,615	0,640	0,665

Sendo o módulo de finura da areia de 2,49 e a dimensão máxima característica da brita de 12,5 mm, fez-se necessária uma interpolação, com a qual, obteve-se o valor de V_c de 0,615. Obtido o V_c, o consumo de brita é dado pela expressão:

$$C_b = V_c \times M_c \quad (\text{kg/m}^3) \quad (4.1)$$

Onde M_c é a massa unitária compactada do agregado graúdo.

Determinados os outros materiais, o volume da areia (V_m) é determinado admitindo-se que o volume do concreto é a soma dos volumes absolutos de todos os materiais, assim:

$$V_m = 1 - \left(\frac{C}{\rho_c} + \frac{C_b}{\rho_b} + \frac{C_a}{\rho_a} \right) \quad (4.2)$$

Onde C , ρ_c , C_a , ρ_a e C_b , ρ_b , são, respectivamente, os consumos e as densidades do cimento, da água e da brita.

Desta forma, o consumo de areia é dado pela expressão:

$$C_m = \rho_m \times V_m \quad (4.3)$$

Onde ρ_m , é a massa específica da areia.

c) Determinação da quantidade de água

A quantidade de água foi determinada obedecendo a relação $a/c = 0,50$, acrescentando-se a água de absorção, calculada a partir das absorções da areia e da brita. Desta foi descontada a água contida no plastificante que adicionado em 0,65 % da massa de cimento.

Com a obtenção das dosagens de cada componente a composição do concreto de referência é definida, como mostra a Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Composição do concreto de referência.

Concreto de referência	kg/m³
Cimento	392
Areia	887
Brita	895
Água (a/c = 0,5)	191
Plastificante (p/c = 0,65%)	2,55
Total	2.367,6

Concreto com aditivo inibidor de corrosão

O aditivo inibidor de corrosão composto, já apresentado em 0, apresenta-se em pó, e é adicionado à mistura na proporção de 2 % de molibdato de sódio e 0,67 % de tiouréia, em relação à massa de cimento, segundo UCHÔA (2007). Por se apresentar em pó, o aditivo inibidor de corrosão composto foi dissolvido em uma parte da água já prevista para a mistura, antes da colocação na betoneira. Este concreto é denominado neste trabalho como C-I-COMP e sua composição é apresentada na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Composição do C-I-COMP.

C-I-COMP	kg/m³
Cimento	392
Inibidor de corrosão composto	
- Molibdato de sódio (2%)	7,84
- Tiouréia (0,67%)	2,63
Areia	887
Brita	895
Água (a/c = 0,5)	191
Plastificante (p/c = 0,65%)	2,55
Total	2.378,0

4.3. Métodos de Ensaio

Ensaio no estado fresco

Para os concretos de referência no estado fresco foi realizado o ensaio de abatimento de tronco de cone, segundo a norma NBR NM 67 (1998), conforme mostra a Figura 4.9.



Figura 4.9 – Ensaio do abatimento do tronco de cone para concretos convencionais.

Já para o concreto auto-adensável (CAA-RCMG), o ensaio do tronco de cone foi utilizado para medir o espalhamento “Slump Flow Test”, sendo anotados o tempo em que o concreto se espalha até o diâmetro de 50 (cinquenta) centímetros, “T₅₀”, e o diâmetro final do concreto espalhado, através da média de duas medidas perpendiculares entre si, conforme esquematizado na Figura 4.10.

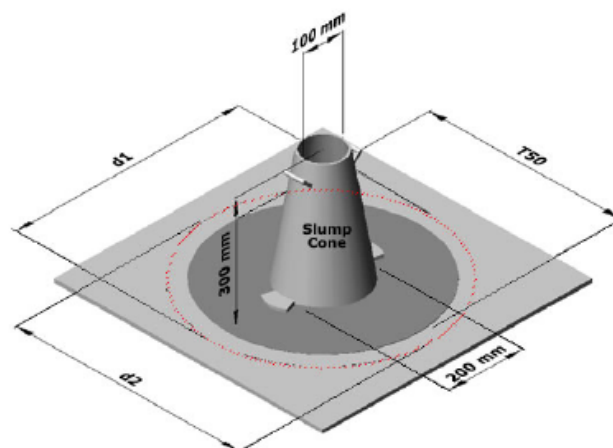


Figura 4.10 – Ensaio do espalhamento (CAVALCANTI, 2006).

Ainda para o concreto auto-adensável foi executado o teste de bloqueio adaptado, no qual se verificou a capacidade deste concreto de passar por obstáculos, simulando uma situação de concretagem de uma peça com armadura densa. A Figura 4.11 mostra o esquema geral desse teste.

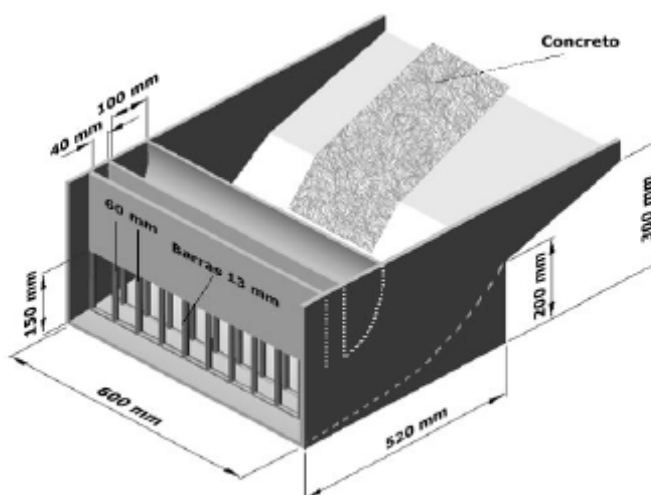


Figura 4.11 – Teste de bloqueio (CAVALCANTI, 2006).

Os demais ensaios para verificação da auto adensabilidade do concreto, bem como aqueles referentes às fases de pasta e argamassa, não foram aqui executados devido ao fato de já terem sido realizados durante o desenvolvimento do concreto CAA-RCMG no estudo realizado por CAVALCANTI (2006).

Ensaio no estado endurecido.

▪ Resistência à Compressão

Para determinação da resistência à compressão foram utilizados corpos-de-prova cilíndricos com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura (10 x 20), moldados conforme a NBR 5738 (2003) e rompidos segundo a NBR 5739 (1994), aos 28 dias de idade, com dois corpos-de-prova para cada idade.

▪ Absorção por sucção capilar

Para o estudo da absorção capilar dos concretos, utilizou-se aqui o método proposto por KELHAM (1988), modificado por GOPALAN (1996), que se baseia no princípio de ganho de massa de placas de concreto submersas, ao longo do tempo. Estando os corpos-de-prova submersos, existe a ocorrência de empuxo, o que torna válidos os resultados apenas para comparação entre testes realizados nas mesmas condições. Foram utilizados corpos-de-prova de 25 mm de espessura, impermeabilizados nas superfícies laterais com resina acrílica e uma placa de PVC, fixada com cola de silicone, com um tubo de plástico na extremidade superior do corpo-de-prova. A finalidade do tubo é fazer o contato com a pressão atmosférica. A Figura 4.12 mostra o esquema do corpo-de-prova em ensaio.

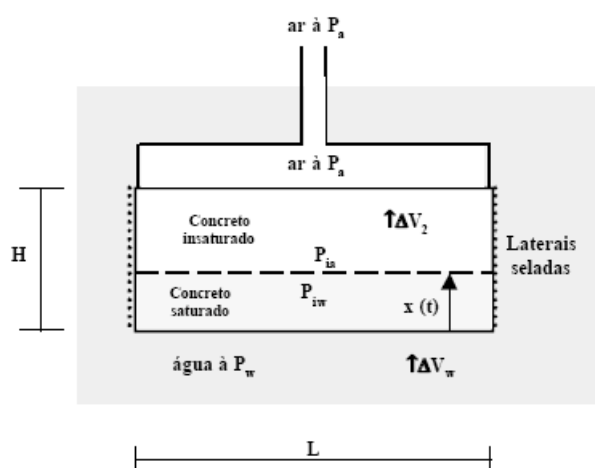


Figura 4.12 – Esquema do ensaio de absorção capilar. (MOURA, 2000)

Fixadas as placas, os corpos-de-prova foram colocados em um reservatório com água a um nível tal que pelo menos metade do tubo plástico ficasse de fora. Os corpos-de-prova foram pesados periodicamente, sem serem retirados da água. Assim, mede-se o acúmulo de

massa do corpo-de-prova submerso, ao longo do tempo. Plota-se, então, os pontos de ganho de massa em função da raiz quadrada do tempo. Depois são traçadas duas retas (regressão linear), a partir destes pontos: uma referente ao período de absorção inicial e a outra no trecho de saturação, quando se observa uma redução no incremento de massa. O ponto de interseção entre estas duas retas, denominado “nick point”, corresponde ao início da saturação do corpo-de-prova. A taxa de absorção é dada pela relação entre a inclinação da reta de absorção inicial, fornecida pela equação da linha de tendência, e a área da seção transversal do corpo-de-prova. No ensaio de absorção por sucção capilar, além da taxa de absorção, é também determinada a resistência capilar, que é calculada segundo a Equação 4.4:

$$R = \left(\frac{\sqrt{t_{np}}}{e} \right)^2 \quad (4.4)$$

sendo:

R = resistência capilar (s/m²)

$\sqrt{t_{np}}$ = valor correspondente ao “nick point” no eixo das abcissas

e = espessura do corpo-de-prova (m)

Vale salientar que os dados gerados por este ensaio, foram determinantes na escolha deste, visto que proporcionam uma melhor comparação entre os concretos, aliados a sua facilidade de execução. As placas de concreto foram fatiadas de um corpo-de-prova de dimensões (10 x 10 x 28) cm, após cura em câmara úmida. Foram aproveitadas apenas as fatias referentes às extremidades do corpo-de-prova, de forma a reproduzir o efeito das fôrmas, totalizando dois corpos-de-prova para cada concreto ensaiado. As Figuras 4.13 e 4.14, mostram, respectivamente, o detalhe do corpo-de-prova com a placa de PVC posicionada, o esquema geral do ensaio com balança de precisão e reservatório de água e o ensaio em andamento, com cesto metálico utilizado para possibilitar a pesagem dos corpos-de-prova submersos. Note-se a utilização de espaçadores entre o corpo-de-prova e o fundo do reservatório, proporcionando o total acesso da água.



Figura 4.13 – Corpo-de-prova com placa de PVC posicionada.

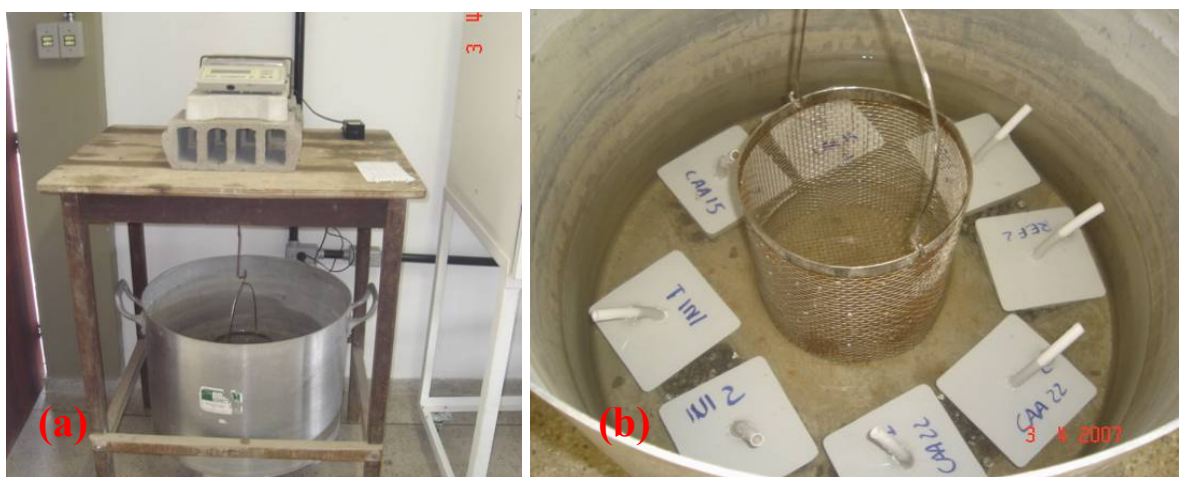


Figura 4.14 – (a) Esquema geral do ensaio com balança de precisão e reservatório de água; (b) Corpos-de-prova posicionados com ensaio em andamento.

▪ Permeabilidade do concreto ao ar

O ensaio para determinação da permeabilidade do concreto ao ar foi realizado pelo método de Figg, conforme documentação normativa E 413 (1993) do LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil – Portugal).

Foi utilizado um corpo-de-prova prismático de dimensões 50 cm x 15 cm x 15 cm, para cada concreto estudado. Em uma das faces longitudinais, foram realizados 05 furos com diâmetro de 6 mm e profundidade de 4 cm, igualmente espaçados, com utilização de furadeira de bancada.

A Figura 4.15 mostra o detalhe da furadeira de bancada. Sua utilização facilitou a execução dos furos no concreto, principalmente nas idades mais avançadas, nas quais o concreto já apresentava uma resistência elevada.



Figura 4.15 – Detalhe da execução dos furos no concreto com furadeira de bancada.

A cura dos prismas foi feita em tanque de imersão. Após a retirada do tanque de cura, na idade do ensaio, o corpo-de-prova foi levado à estufa à temperatura de 105 °C, onde permaneceu por 24 horas. Após secagem em estufa, o prisma foi mantido a temperatura ambiente por 24 horas para resfriamento. Feito isto, os furos foram realizados e o ensaio foi executado. Aos 07 e 28 dias, os furos foram executados nas faces laterais do prisma e aos 91 dias, na face inferior do corpo-de-prova prismático, desprezando-se o topo do prisma, o qual apresentou as maiores irregularidades.

A execução do ensaio pelo método de Figg consiste em aplicar, com a utilização de agulha (utilizada em coletas sanguíneas) conectada através de mangueira a uma bomba de vácuo, uma pressão de -55 kPa (-413,71 mmHg) no interior do furo, o qual deve estar devidamente vedado com tampão de borracha e silicone. Fecha-se o registro do equipamento de medição (Figura 4.16 – b), isolando-se o sistema, e então, com cronômetro, é registrado o tempo necessário para o acréscimo de pressão para -50 kPa (-376,10 mmHg), devido à entrada de ar no interior do furo através dos poros do concreto. O tempo assim determinado é denominado tempo de permeabilidade. A leitura da pressão é feita em um vacuômetro instalado num trecho da mangueira, conforme Figura 4.16 (b). A Figura 4.16 (a) mostra o equipamento confeccionado para execução do ensaio.

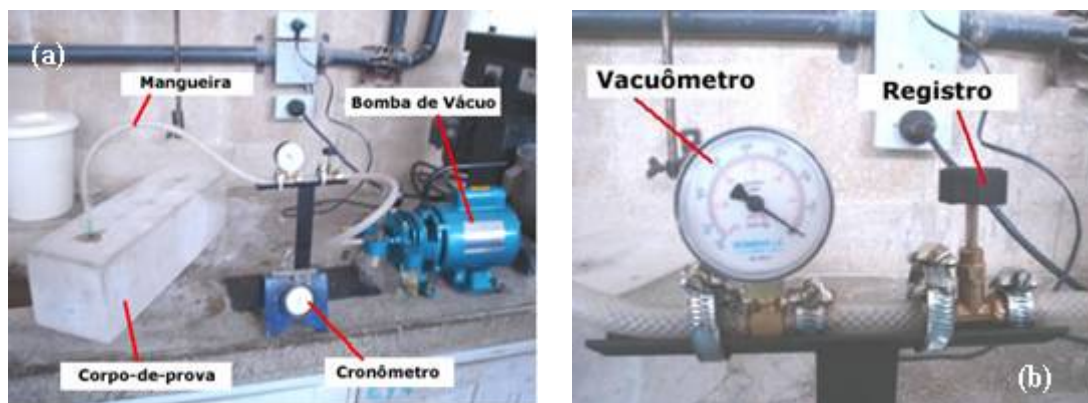


Figura 4.16 – (a) Equipamento e esquema do ensaio; (b) Detalhe do vacuômetro e do registro, instalados em um trecho da mangueira (BARROS, 2006).

As Figuras 4.17 (a) e (b) mostram, respectivamente, o esquema do corpo-de-prova utilizado e o detalhe do furo feito no corpo-de-prova, bem como esquema da sua vedação com tampão de borracha e resina de silicone.

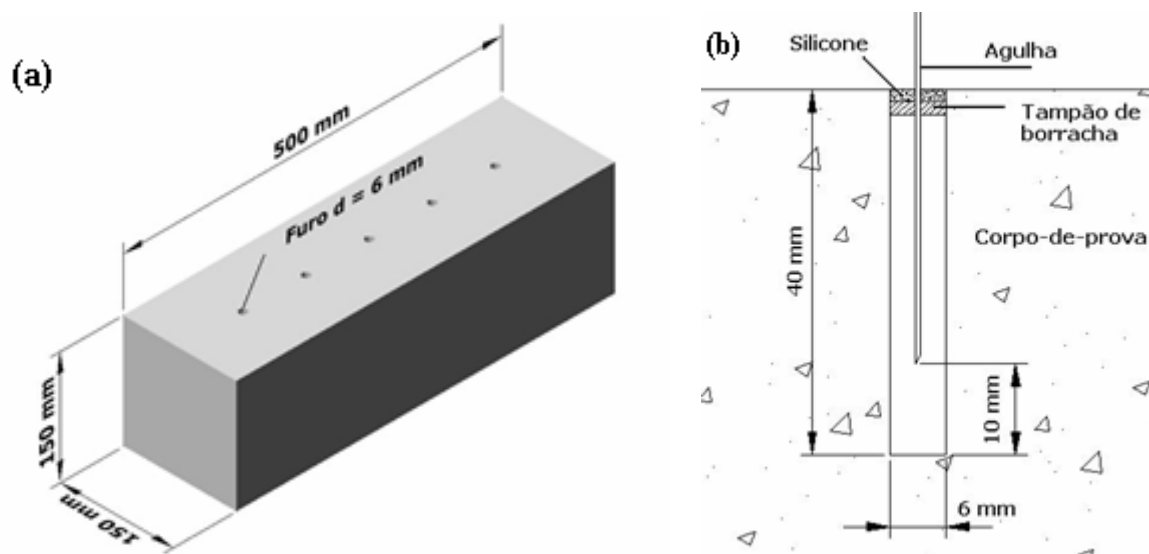


Figura 4.17 – (a) Esquema do corpo-de-prova utilizado no método de Figg; (b) Detalhe do furo realizado no corpo-de-prova para medição da permeabilidade (BARROS, 2006).

A relação entre o tempo de permeabilidade do concreto e a classificação do tipo de material cimentício é dada na Tabela 4.11 (CATHER et al., 1984 apud BARROS, 2006).

Tabela 4.11 – Classificação do tipo de material cimentício em função do tempo de permeabilidade (CATHER *et al.*, 1984 apud BARROS, 2006).

Categoria	Tempo de permeabilidade (s)	Interpretação	Tipo de material
0	< 30	Pobre	Argamassa porosa
1	30 – 100	Moderada	Concreto ~ 20 MPa
2	100 – 300	Boa	Concreto 30 – 50 MPa
3	300 – 1000	Ótima	Concreto bem adensado e bem curado
4	> 1000	Excelente	Concreto modificado com polímeros

▪ Resistência à corrosão

Foi utilizada a metodologia descrita na norma ASTM G 109 (1992), a qual permite a avaliação dos efeitos de adições na corrosão de armaduras imersas em concreto expostas a íons cloreto. Foram utilizados os eletrodos de referência cobre/sulfato de cobre e mercúrio/óxido de mercúrio e um multímetro de alta impedância. A Figura 4.18 mostra o eletrodo de referência e o esquema de colocação do eletrodo sobre o concreto.

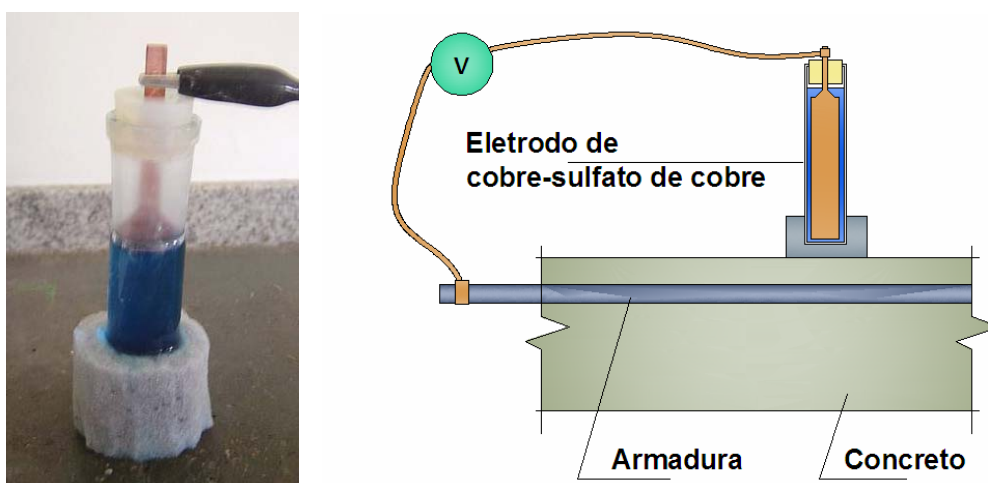


Figura 4.18 – Eletrodo de referência (cobre/sulfato de cobre) utilizado (UCHÔA, 2007).

Os corpos-de-prova utilizados, sendo dois para cada concreto, possuem formato prismático com dimensões (11,4 x 15,19 x 27,94) cm, atravessados por três barras de aço CA-50 Ø 12,5 mm, isoladas nas extremidades conforme Figura 4.19. Antes de receber a fita

isolante, as barras foram limpas com uma solução de ácido sulfúrico a 10 % e pesadas para registros das massas iniciais.

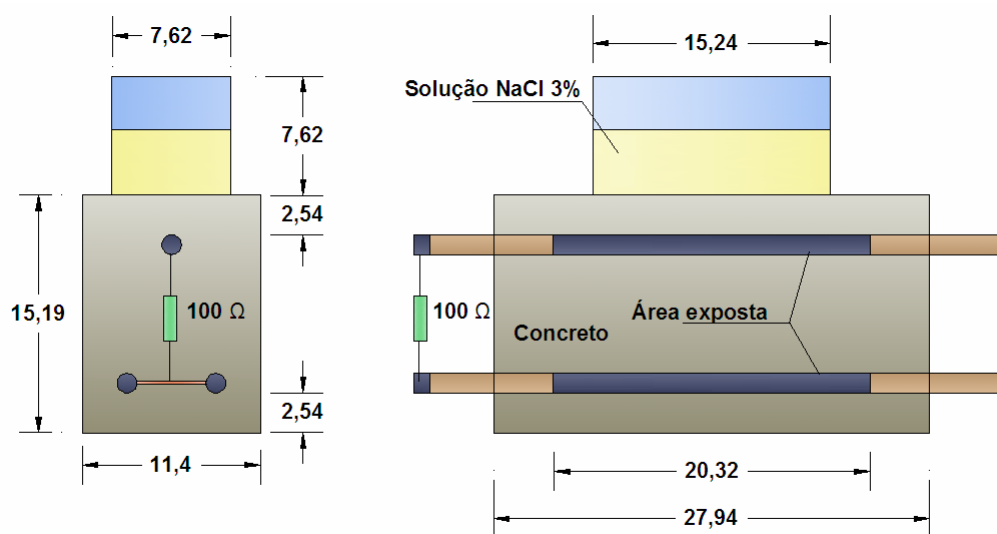


Figura 4.19 – Esquema do corpo-de-prova do ensaio de potencial de corrosão.

Foi colado no topo do prisma um pequeno aquário de vidro para conter a solução salina (3% de cloreto de sódio), a qual penetra no concreto, induzindo a corrosão da armadura superior, denominada anodo. As barras inferiores, denominadas catodos, foram conectadas por um condutor. Entre anodo e catodos foi instalado um resistor de 100 Ω (cem ohms), sendo feita a medida da diferença de potencial em suas extremidades. Enquanto não está ocorrendo corrosão do anodo, a diferença de potencial tende a zero. À medida que o anodo passa a sofrer corrosão, começa a ser detectada uma diferença de potencial entre este e os catodos. Com a medida da diferença de potencial, calculou-se a corrente, utilizando a equação:

$$i_j = V_j / 100 \quad (4.5)$$

Além da diferença de potencial entre anodo e catodos, também foi determinado o potencial de cada um em relação aos eletrodos de referencia de cobre/sulfato de cobre e mercúrio/óxido de mercúrio. Estas medidas foram executadas na superfície do concreto e no interior do aquário, com o eletrodo de referencia imerso na solução, conforme Figura 4.20. O eletrodo de Cu/CuSO₄ apresenta um referencia de 316 mV contra o eletrodo de hidrogênio e o de Hg/HgO apresenta um referencial de 288 mV contra o mesmo.



Figura 4.20 – Esquema do ensaio de potencial de corrosão.

Os corpos-de-prova ficaram expostos à solução salina em ciclos de 4 (quatro) semanas, sendo duas de molhagem e duas de secagem. A medida do potencial de corrosão foi realizada sempre ao final da primeira semana de molhagem de cada ciclo. A corrosão total é determinada pela Equação 4.6. Neste ensaio os corpos-de-prova permaneceram 180 (cento e oitenta) dias em exposição.

$$TC_j = TC_{j-1} + \left[(t_j - t_{j-1}) \times (i_j - i_{j-1}) / 2 \right] \quad (4.6)$$

Após este período, foi verificado que nenhum dos concretos apresentou potenciais que indicassem a ocorrência de corrosão. Decidiu-se acelerar o processo de corrosão, o que foi feito através da aplicação de uma corrente impressa. O procedimento baseou-se na aplicação de uma tensão de 60 V a dois corpos-de-prova de cada concreto ligados em série (Figura 4.22) numa adaptação do ensaio proposto por CARÉ & RAHARINAIVO (2007). Foram monitoradas a variação da corrente do circuito e a abertura de fissuras no topo do corpo-de-prova devida à corrosão do ânodo. A Figura 4.21 mostra o esquema do ensaio de corrente impressa.



Figura 4.21 – Esquema geral do ensaio de corrente impressa.



Figura 4.22 – Detalhe das ligações do circuito.

O ensaio foi executado até a abertura de fissura ao longo de todo o comprimento do topo do corpo-de-prova, paralelamente à barra corroída (ânodo). Após o encerramento do ensaio, os corpos-de-prova foram rompidos para a retirada da barra presente na região anódica. Essa barra passou por um novo processo de limpeza com ácido sulfúrico 10 % para retirada dos produtos de corrosão formados, e então foi pesada para a obtenção da massa final e cálculo da perda de massa.

Além da perda de massa real, constatada através da diferença entre as massas final e inicial, foi calculada também a perda de massa teórica, com base na Equação 4.7 (WOLYNEC, 2003).

$$M = \frac{Dc * t * ma}{z * F} \quad (4.7)$$

Onde:

M = massa dissolvida do material (ferro do aço),

Dc = densidade de corrente aplicada (em Ampères/cm²),

t = tempo em segundos,

ma = massa atômica do ferro,

z = numero de elétrons transferidos (2),

F = Constante de Faraday =96 485,34 C/mol.

Após o cálculo das variações de massa, calculou-se a Taxa de Corrosão dos concretos através da Equação 4.8, conforme propõe a Norma PETROBRAS N-2364 apud GUIMARÃES et al. (2005):

$$T = \frac{K * \Delta M}{S * t * \rho_s} \quad (4.8)$$

Onde:

T – Taxa de corrosão em mm/ano,

K - constante (mm/ano) – 8,76 x 10⁴,

ΔM - diferença de massa antes e após a exposição ao meio corrosivo (g),

S - área da superfície exposta do cupom, levando-se em conta as mossas das barras de aço (cm²),

t - tempo de exposição (horas)

ρ_s - massa específica do aço (g/cm³).

▪ **Ataque por sulfatos**

Como a ação da natureza, no que se refere ao ataque por sulfatos ao concreto, é lenta, muitos pesquisadores têm desenvolvido ensaios acelerados para estudar este fenômeno. De maneira geral, nos trabalhos de pesquisa a respeito do ataque por sulfatos são avaliados os

seguintes parâmetros: variação das resistências mecânicas, variações dimensionais, variação de massa, alterações na estrutura dos poros, alterações no módulo de elasticidade dinâmico e no aspecto visual. São também realizados exames de microscopia eletrônica e difração de raio X para se obter informações adicionais (MOURA, 2000).

Dentre os diversos métodos para avaliar a resistência ao ataque dos sulfatos estão: LE CHATELIER - ANSTETT com modificações sugeridas por BLONDIAU; ASTM C 452/68; MEHTA TEST e o de KOCH & STEINEGGER (MOURA, 2000).

Pelo método de KOCH & STEINEGGER (1960) apud MOURA (2000), são confeccionados prismas de argamassa de 1x1x16 cm e imersos em solução agressiva. A resistência ao ataque por sulfatos é determinada por comparação entre as resistências médias à tração na flexão, dos corpos-de-prova imersos em solução agressiva e dos corpos-de-prova imersos em água destilada. As resistências são determinadas em intervalos de 21, 35, 56 e 120 dias.

Para este estudo, utilizou-se o método acima mencionado, com as modificações utilizadas por MOURA (2000), de forma a adaptar o ensaio ao concreto, com corpos-de-prova de 4x4x16 cm. Após os 28 dias de cura em câmara úmida, os corpos-de-prova foram medidos, pesados e então separados dois de cada concreto que foram imersos em solução de 5% de sulfato de sódio e mais um corpo-de-prova por concreto que ficou imerso em água saturada de cal, para servir de referência.

Mensalmente a solução foi trocada e os corpos-de-prova pesados para que se verificasse a variação de massa. Ao final de 180 dias, esses foram pesados, medidos para verificar a variação do volume e rompidos à flexão, sua resistência foi comparada àquelas dos de referência.

A Figura 4.23 ilustra os corpos-de-prova imersos em solução de sulfato. Foram usados espaçadores para que todas as faces ficassem em contato com a solução.



Figura 4.23 – Corpos-de-prova do ensaio de ataque por sulfatos.

Além dos procedimentos descritos acima, adotou-se também um procedimento mais agressivo, para que se alcançasse a total ruína dos corpos-de-prova apenas pela ação da solução de sulfato de sódio. Para isso utilizou-se uma solução mais concentrada, de 10 % de sulfato de sódio em água, além disso, os concretos foram submetidos a ciclos de molhagem e secagem em estufa a 105° C que proporcionou a aceleração das reações. Após a ruína as amostras foram submetidas à difração de Raios X, para análise dos compostos formados nas reações. Foram utilizados para este procedimento mais agressivo três corpos-de-prova de cada concreto.

▪ Carbonatação

Para a realização dos ensaios de carbonatação foi construída uma câmara de carbonatação, de circuito aberto e alimentação contínua, baseada no modelo proposto por JOHN (1995), esquematizada na Figura 4.24. Nesta câmara, a concentração de CO₂ é controlada pela proporção entre as vazões de CO₂, oriundo de um cilindro de gás, na vazão de 0,05 l/min, e ar atmosférico, na vazão de 1 l/min, injetado por bomba de ar empregada em oxigenação de aquários. O referido autor propõe que a vazão de CO₂ seja controlada indiretamente através da variação da pressão de alimentação de um tubo capilar de cobre, empregado em geladeiras domésticas. No sistema aqui desenvolvido, a vazão de CO₂ é controlada através de um rotâmetro por medição direta.

Alguns pesquisadores adotam para ensaios acelerados concentrações de CO₂ de 10 %. Neste trabalho foi empregada a concentração de 5 %. A temperatura e a umidade no interior da câmara serão registradas.

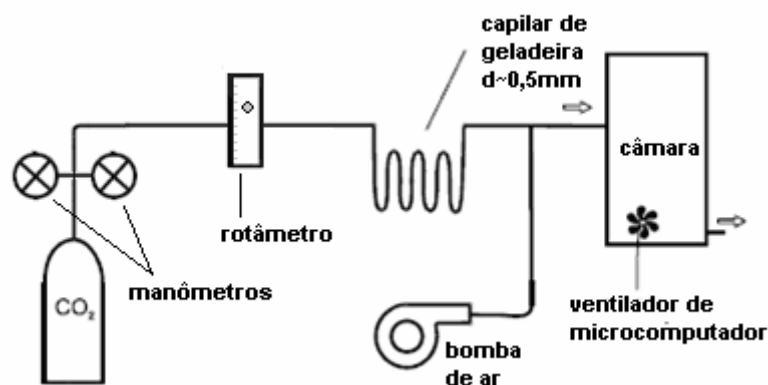


Figura 4.24 – Esquema da câmara de carbonatação acelerada.

Outra série de corpos-de-prova foi submetida à carbonatação natural, em ambiente de laboratório. Foram utilizados três corpos-de-prova prismáticos de 10 x 10 x 15 cm para cada concreto, sendo dois introduzidos na câmara e um mantido em ambiente de laboratório. Após o desmolde, os corpos-de-prova foram embalados em papel filme e levados à cura em câmara úmida. Foram impermeabilizados com resina acrílica o topo e a base do prisma, de forma a impedir que a frente de carbonatação avance predominantemente por estas faces.

A profundidade de carbonatação foi medida nas quatro faces de uma fratura transversal recente, utilizando-se fenolftaleína diluída em álcool etílico (5 %). Após a medida, a superfície fraturada foi recoberta com uma resina acrílica para impedir a carbonatação por esta face. A medida da profundidade de carbonatação foi feita em cada uma das 4 faces do corpo-de-prova, procurando-se sempre detectar a profundidade típica. Foram feitas medidas aos 60 e aos 180 dias de exposição. As Figuras 4.25 (a) e (b) mostram a câmara de carbonatação e o sistema de controle dos gases.

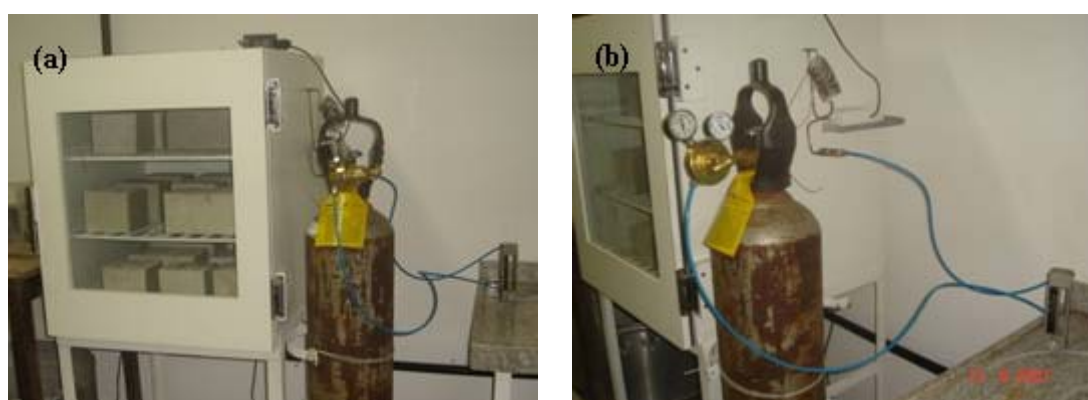


Figura 4.25 – (a) Câmara de carbonatação; (b) Detalhe do sistema de controle de gases.

Capítulo 5

Resultados e Análises

Realizados os ensaios descritos anteriormente, apresentaremos neste capítulo os resultados obtidos, bem como suas análises e comparações dos desempenhos apresentados pelos diferentes concretos estudados. Cabe salientar que para os ensaios dos concretos no estado fresco foram utilizadas metodologias diferentes entre o concreto auto-adensável e os de referência, não sendo possível uma comparação entre os resultados obtidos. Nesse caso os resultados dos ensaios servirão como parâmetros de controle tecnológico.

5.1. Avaliação da trabalhabilidade dos concretos

Para os concretos convencionais foi realizado o ensaio de abatimento de tronco de cone, para medição da trabalhabilidade, executado segundo a norma NBR NM 67 (1998). A Tabela 5.1 traz os resultados do concreto de referência (C-REF) e do concreto com inibidor de corrosão (C-I-COMP).

Tabela 5.1 – Resultado dos ensaios de abatimento do tronco de cone para os concretos convencionais.

Concreto	Abatimento (mm)
C-REF	110
C-I-COMP	80

Verificou-se que a trabalhabilidade apresentada pelos concretos de referência enquadrou-se dentro dos limites para um concreto de consistência fluida, estabelecidos na NBR NM 67 (1998). Para o concreto com inibidor de corrosão observou-se uma pequena redução do abatimento, contrariando os resultados obtidos por UCHÔA (2007). O molibdato de sódio sozinho pode provocar a perda de abatimento, conforme valores obtidos por LIMA (1996), pois há reação de molibdato e cálcio, formando um composto quase insolúvel, o molibdato de cálcio. Também pode ser citado o fato de o aditivo inibidor de corrosão

apresentar-se em forma de pó, o que poderia exigir maior quantidade de água. A Figura 5.1 mostra o resultado do ensaio de abatimento de tronco de cone para o concreto convencional com inibidor de corrosão.



Figura 5.1 – C-I-COMP após o ensaio de abatimento de tronco de cone.

Já para o concreto auto-adensável CAA-RCMG, o Cone de Abrams foi utilizado para a execução do ensaio de espalhamento do concreto “Slump Flow Test”, conforme descrito no capítulo anterior. A Tabela 5.2 traz os resultados obtidos:

Tabela 5.2 – Resultados do ensaio de espalhamento do CAA-RCMG.

CAA	T_{50} (s)	d_1 (mm)	d_2 (mm)	d_f (mm)
CAA-RCMG	4,5	660	640	650

Do exposto, observa-se que o CAA-RCMG atendeu às especificações para esse ensaio. A Figura 5.2 mostra o concreto após o espalhamento, durante a medição dos diâmetros.



Figura 5.2 – CAA-RCMG após o espalhamento.

Como descrito no capítulo anterior, realizou-se ainda para o concreto auto-adensável, o teste de bloqueio adaptado, o qual consiste em avaliar se o material é capaz de fluir passando pelas aberturas entre as armaduras, sem a ocorrência de bloqueio, o que causaria impedimento do fluxo. Também para esse ensaio o CAA-RCMG apresentou um comportamento satisfatório, conforme demonstrado na Figura 5.3.



Figura 5.3 – Teste de bloqueio adaptado para o concreto auto-adensável.

5.2. Resistência à compressão

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão são mostrados na Tabela 5.3. Uma vez que a análise das propriedades mecânicas não é o principal foco neste trabalho, os resultados deste ensaio serviram como parâmetro de controle tecnológico, garantindo que os

concretos aqui utilizados, fossem semelhantes àqueles obtidos quando do desenvolvimento das suas dosagens, em trabalhos anteriores.

Tabela 5.3– Resultados do ensaio de resistência à compressão aos 28 dias.

CONCRETO	CAA-RCMG	C-REF	C-I-COMP
f_{c1}	37,6	34,39	27,58
f_{c2}	35,2	36,05	28,98
Resistência à compressão média (MPa)	36,4	35,2	28,3

Os resultados do ensaio de resistência à compressão mostraram que o CAA-RCMG apresentou maior resistência, em relação aos concretos convencionais de mesmo fator a/c e mesmo consumo de cimento. Isso mostra que a utilização da adição proporcionou melhor preenchimento dos vazios da estrutura do concreto endurecido, favorecido pela manutenção da quantidade de água da mistura, devida a utilização de aditivo superplastificante.

Para o concreto com inibidor, a redução na resistência foi bastante acentuada, cerca de 20%, enquanto resultados anteriores mostraram menores quedas (UCHÔA, 2007).

5.3. Absorção por sucção capilar

Na realização deste ensaio, os corpos-de-prova são colocados em um reservatório com água que penetra por seus capilares até a saturação. Os valores de acréscimo acumulado de massa são plotados num gráfico em função da raiz quadrada do tempo, para cada um dos dois corpos-de-prova de cada dosagem de concreto. Após plotados os pontos, são traçadas as linhas de tendência, conforme Figuras 5.4 a 5.6.

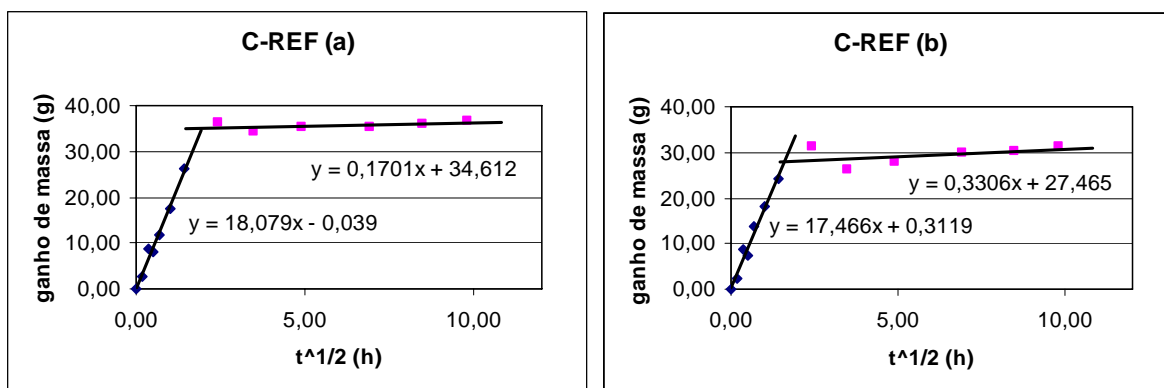


Figura 5.4 – Absorção por sucção capilar do concreto de referência.

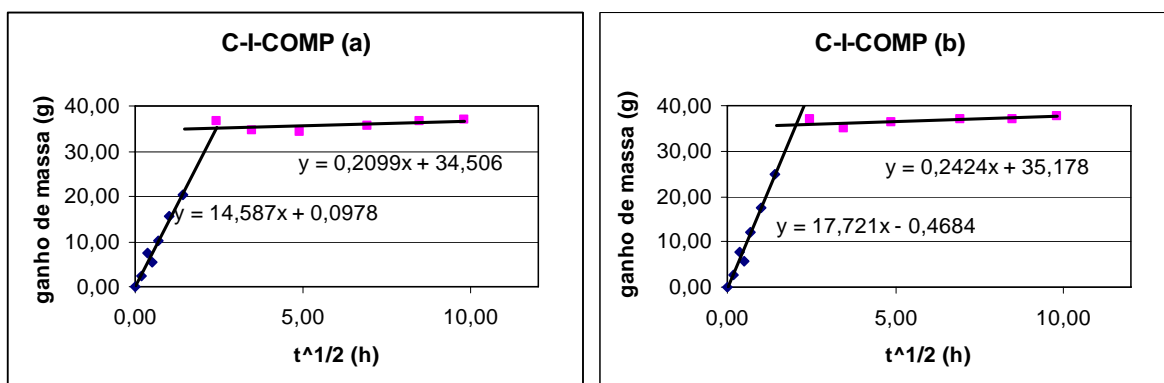


Figura 5.5 - Absorção por sucção capilar do concreto com inibidor de corrosão.

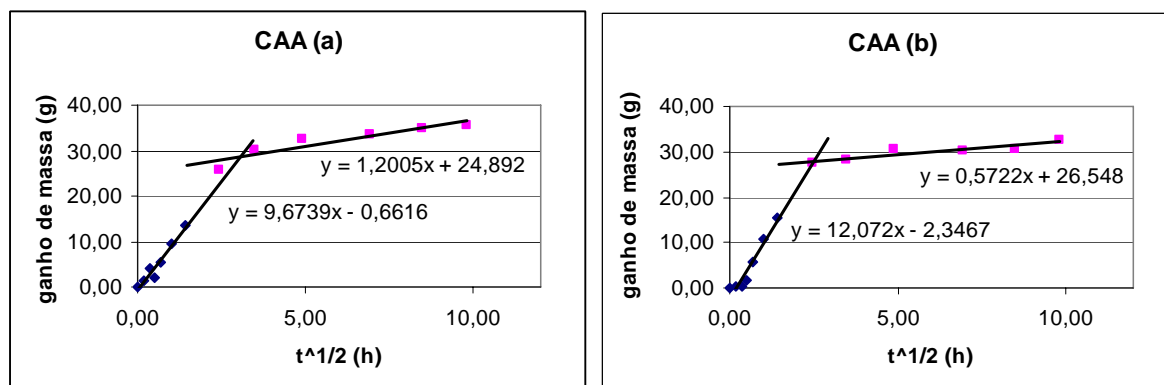


Figura 5.6 – Absorção por sucção capilar do concreto auto-adensável.

A linha de tendência da fase de absorção inicial fornece o coeficiente angular, que dividido pela área do corpo-de-prova, possibilita o cálculo da taxa de absorção. Igualando-se as equações das duas retas obtém-se o valor do ponto de inflexão que corresponde ao tempo necessário para que ocorra a saturação do concreto. Aplicando-se este valor à Equação 4.4 obtém-se a resistência capilar dos concretos que, juntamente com a taxa de absorção,

possibilitou realizar a análise comparativa dos desempenhos dos concretos nesse ensaio. A Tabela 5.4 trás os referidos resultados.

Tabela 5.4– Resultados do ensaio de absorção por sucção capilar.

CONCRETO		Taxa de Absorção (g/cm ² h ^{1/2})x10 ⁻²	Taxa de Abs. Média (g/cm ² h ^{1/2})x10 ⁻²	Resistência capilar (h/m ²)	Resistência capilar média (h/m ²)
CAA-RCMG	1	7,87	8,73	16.610	13.437
	2	9,58		10.265	
C-REF	1	13,48	13,55	5.990	5.121
	2	13,62		4.252	
C-I-COMP	1	11,85	12,86	7.306	6.403
	2	13,87		5.500	

Do exposto na Tabela 5.4, observa-se que o CAA-RCMG apresenta uma taxa de absorção 36 % menor em relação ao C-REF e, conseqüentemente, uma maior resistência capilar. Os concretos de referência com e sem inibidor de corrosão apresentam resultados próximos e são semelhantes aos encontrados na literatura (MOURA, 2000). O melhor desempenho apresentado pelo concreto auto-adensável mostra que ele possui uma estrutura de poros mais fechada ou com menos continuidade, desfavorável à absorção capilar, seja pelo pequeno diâmetro dos poros ou pela descontinuidade entre eles.

A menor inclinação da linha de tendência da fase de absorção inicial do CAA-RCMG demonstra um maior período necessário para que o concreto atinja o grau de saturação, conseqüentemente, os agentes agressivos levariam um tempo maior para chegar ao interior deste concreto. Os gráficos das Figuras 5.7 e 5.8 ilustram, respectivamente os comparativos entre as taxas de absorção e as resistências capilares dos diferentes concretos. Destaca-se nestas figuras o melhor desempenho do CAA-RCMG frente aos demais concretos quanto às propriedades aqui citadas.

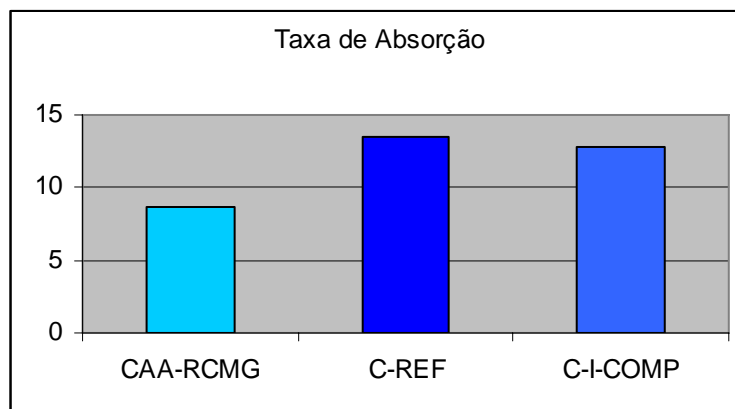


Figura 5.7 – Comparação entre a taxa de absorção dos concretos.

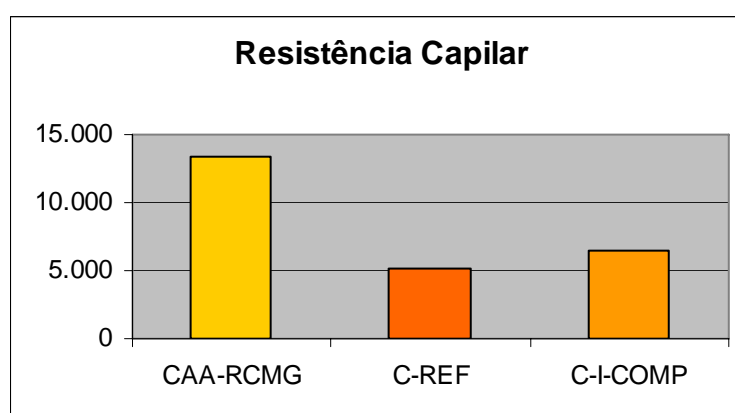


Figura 5.8 – Comparativo entre as resistências capilares dos concretos.

A Figura 5.9 mostra o corpo-de-prova do ensaio de absorção por sucção capilar após a realização do ensaio. Observa-se a presença de umidade pela coloração do concreto mas sem a ocorrência de lâmina d'água, o que significaria uma alta porosidade do concreto ou uma possibilidade de falha da vedação entre a placa de PVC e o concreto, provocando entrada indesejada de água, o que invalidaria o ensaio. Esta não ocorrência de lâmina d'água foi verificada em todos os concretos ensaiados.



Figura 5.9 – Corpo-de-prova do ensaio de absorção por sucção capilar, após a execução do ensaio.

5.4. Permeabilidade do concreto ao ar

Os ensaios de permeabilidade ao ar foram realizados nas idades de 7, 28 e 91 dias, conforme descrito no Capítulo 4. Foram registrados os tempos de penetração de ar em cinco furos em cada corpo-de-prova, sendo um corpo-de-prova para cada concreto. Os resultados medidos bem como os valores médios calculados encontram-se na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Resultados do ensaio de permeabilidade ao ar pelo método de Figg, nas idades de 07, 28 e 91 dias.

Concreto	TEMPO DE PERMEABILIDADE (s)							
	Idades	Furos					Média	Desvio Padrão
		1	2	3	4	5		
CAA-RCMG	07 dias	52	60	52	53	49	53	4,1
	28 dias	96	82	99	85	103	93	9,1
	91 dias	112	102	118	99	95	105	9,5
C-REF	07 dias	28	30	36	37	35	33	4,0
	28 dias	45	53	50	51	46	49	3,4
	91 dias	72	44	65	66	67	63	10,8
C-I-COMP	07 dias	31	28	32	38	33	32	3,6
	28 dias	45	56	48	50	53	50	4,3
	91 dias	61	46	64	65	68	61	8,6

Da análise da Tabela 5.5 vê-se que os resultados da execução do ensaio em cada furo, nas diferentes idades, apresentaram em sua maioria pouca dispersão, com baixa ocorrência de valores distantes da média, com diferença máxima de 38 % entre furos de um mesmo corpo-de-prova e desvio padrão máximo de 10,85 segundos. Os maiores desvios foram verificados nos testes com maiores idades, o que não compromete a confiabilidade do ensaio visto que nessas, as amplitudes dos tempos de permeabilidade são consideravelmente maiores, aumentando a possibilidade de diferença entre furos. De forma geral os resultados seguiram uma tendência definida, proporcionando uma boa compreensão e avaliação dos resultados.

O gráfico na Figura 5.10 mostra a evolução do tempo de penetração do ar ao longo do envelhecimento dos concretos. Verifica-se um melhor desempenho do CAA-RCMG tanto nas idades avançadas quanto nas primeiras idades. A diminuição da permeabilidade dos concretos com o aumento da idade, deve-se à continuação do processo de hidratação do cimento, com formação de silicatos de cálcio hidratados (C-S-H) os quais atuam como refinadores dos poros do concreto, influenciando também no aumento da sua resistência.

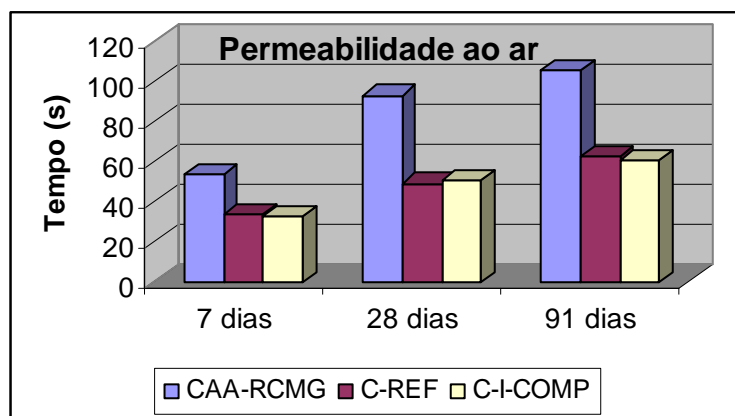


Figura 5.10 – Evolução da permeabilidade ao ar dos concretos

Assim como o ensaio de absorção por sucção capilar, o ensaio de permeabilidade ao ar fornece informações relacionadas à estrutura de poros do concreto endurecido. Dado o melhor desempenho do CAA-RCMG nesse teste, chega-se à conclusão que a adição do resíduo promove um melhor preenchimento dos poros, diminuindo consideravelmente a velocidade com que o ar penetra em seu interior, bem como os agentes agressivos por ele trazidos. Ambos os ensaios apresentaram uma boa sensibilidade, proporcionando a verificação das diferenças de comportamento dos concretos estudados.

Numa comparação entre os dois últimos ensaios apresentados, constata-se que o ensaio de absorção por sucção capilar é menos suscetível a imprecisões, exigindo alto nível de cuidado apenas quanto à impermeabilização das faces laterais e a fixação da placa de PVC, no sentido de evitar penetração de água indesejada. Já o ensaio de permeabilidade ao ar, mostrou-se bastante exigente no tocante à dificuldade de vedação dos furos, visto que qualquer falha na vedação é suficiente para entrada de ar e perda do vácuo. Além disso, a secagem inadequada do silicone usado na vedação pode ocasionar vazamentos e obstrução da agulha, prejudicando a obtenção dos resultados. Some-se a isto a dificuldade de manuseio devido ao alto peso e dimensões do corpo-de-prova.

5.5. Carbonatação

Após sete dias de cura em câmara úmida, os corpos-de-prova foram desembalados do papel filme, que foi utilizado para evitar o início precoce da carbonatação fora do período de análise, e colocados na câmara de carbonatação. Foram realizadas medidas da propagação da frente de carbonatação após 8 e 32 semanas de exposição na câmara, com 5 % de CO₂, a partir das quatro faces do corpo-de-prova recém fraturado. Além desses, foi mantida fora da câmara de carbonatação, em ambiente de laboratório, outra série de corpos-de-prova para sofrerem o processo de carbonatação naturalmente, servindo então como referência. As fraturas foram obtidas com o auxílio da prensa do laboratório e duas barras de aço colocadas acima e abaixo do corpo-de-prova para direcionar a fissuração a fim de se obter uma face plana, conforme mostrado na Figura 5.11.



Figura 5.11 – Fratura do corpo-de-prova para aplicação da fenolftaleína.

As temperaturas e umidades relativas foram registradas semanalmente, dentro da câmara e em ambiente de laboratório. As Tabelas 5.6, 5.7 e 5.8 mostram, respectivamente, as profundidades de carbonatação obtidas após 8 e 32 semanas de exposição, e 32 semanas em ambiente de laboratório (referência).

Tabela 5.6 – Resultados do ensaio de propagação da frente de carbonatação com oito semanas de exposição.

U.R. média (%)	CO ₂ (%)	Temperatura média (°C)			Tempo de exposição (semanas)
86,40%	5%	24,4 °C			8 semanas
Concreto	Profundidade de Carbonatação (mm)				Média
CAA-RCMG	7,56	6,97	7,81	7,85	7,55
C-REF	6,59	9,78	9,76	6,47	8,15
C-I-COMP	9,73	9,38	9,84	10,18	9,78

Tabela 5.7 – Resultados do ensaio de propagação da frente de carbonatação com trinta e duas semanas de exposição.

U.R. média (%)	CO ₂ (%)	Temperatura média (°C)			Tempo de exposição (semanas)
84,30%	5%	24,6 °C			32 semanas
Concreto	Ec (mm)				Média
CAA-RCMG	9,00	4,80	10,30	10,20	8,58
C-REF	7,20	11,70	10,50	7,10	9,13
C-I-COMP	9,80	10,20	10,90	11,20	10,53

Tabela 5.8 – Resultados do ensaio de propagação da frente de carbonatação sem exposição à câmara de carbonatação.

U.R. média (%)	CO ₂ (%)	Temperatura média (°C)			Tempo de exposição (semanas)
77,00%	ambiente	25,1 °C			32 semanas
Concreto	Ec (mm)				Média
CAA-RCMG	2,90	3,60	2,50	3,20	3,05
C-REF	3,40	3,40	2,90	1,10	2,70
C-I-COMP	1,40	3,20	3,10	3,90	2,90

No gráfico da Figura 5.12, observam-se as diferenças entre as profundidades de carbonatação nos concretos estudados após 8 semanas de exposição. Já a Figura 5.13 mostra os resultados após 32 semanas de exposição, fazendo também a relação com os corpos-de-

prova carbonatados naturalmente. Verifica-se que a metodologia de ensaio adotada foi eficaz em acelerar o processo de carbonatação dos concretos.

O gráfico da Figura 5.14 trás um comparativo entre as propagações das frentes de carbonatação nos diferentes concretos ao longo do período de análise. Observa-se o melhor desempenho do CAA-RCMG em relação aos demais, o que confirma os resultados obtidos nos ensaios apresentados nas seções 5.3 e 5.4, pois a velocidade de propagação da frente de carbonatação depende da velocidade com a qual o CO_2 consegue penetrar no interior do concreto, sendo esta diretamente proporcional à maior porosidade do concreto.

Observou-se, contudo, uma inversão de tendências para os corpos-de-prova de referência, mantidos em ambiente de laboratório, onde o CAA-RCMG apresentou maior profundidade de carbonatação. Tal alteração pode ter sido causada por alguma diferença de temperatura e/ou umidade no ambiente de exposição, favorecendo a maior aceleração da carbonatação dos corpos-de-prova do CAA-RCMG.

A propagação da frente de carbonatação também depende da composição química do cimento, no entanto, este fator não exerce influência significativa na comparação dos desempenhos dos diferentes concretos aqui ensaiados, visto que o tipo de cimento utilizado foi o mesmo em todas as dosagens.

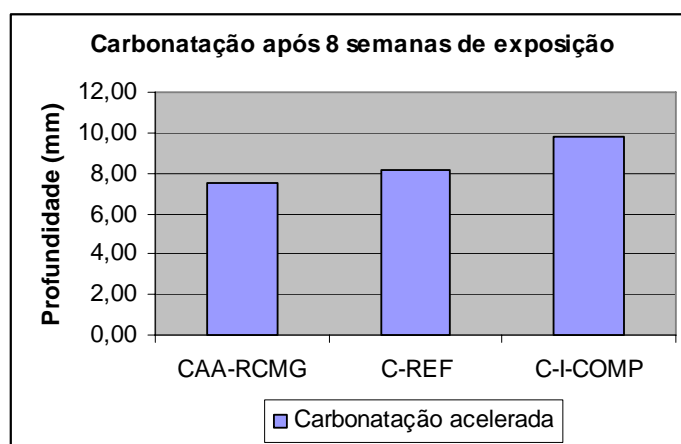


Figura 5.12 - Profundidade da frente da carbonatação após 8 semanas de exposição

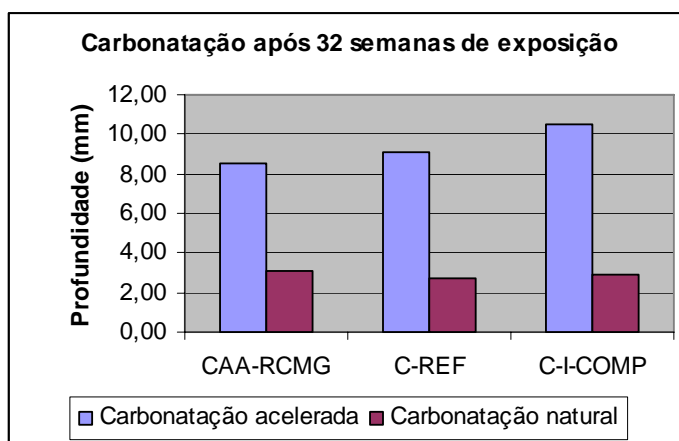


Figura 5.13 – Profundidade da frente de carbonatação após 32 semanas de exposição.

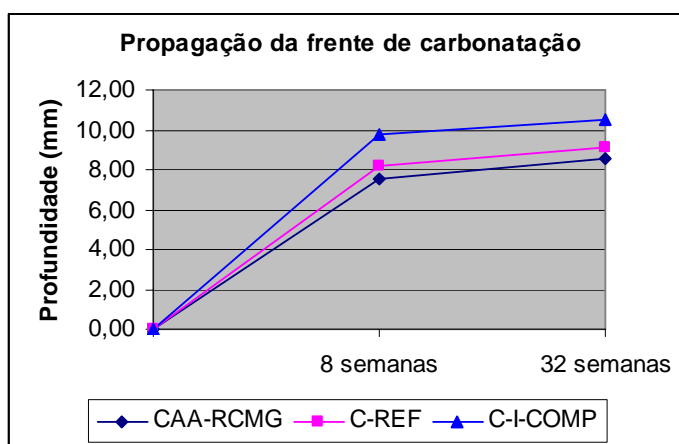


Figura 5.14 – Propagação da frente de carbonatação.

Após a aplicação da fenolftaleína para medição da profundidade de carbonatação, observa-se a alteração da cor do concreto para uma cor arroxeada na região central onde há presença de hidróxidos, ainda não consumidos pela reação de carbonatação. Na região mais externa, onde há ocorrência de carbonatos, o concreto não muda de cor, sendo essa região a região “carbonatada” do concreto. Após a definição da camada carbonatada, realizou-se a medida da espessura desta com auxílio de um paquímetro.

As Figuras 5.15, 5.16 e 5.17 trazem os aspectos dos concretos carbonatados naturalmente, comparados aos concretos submetidos à carbonatação acelerada.

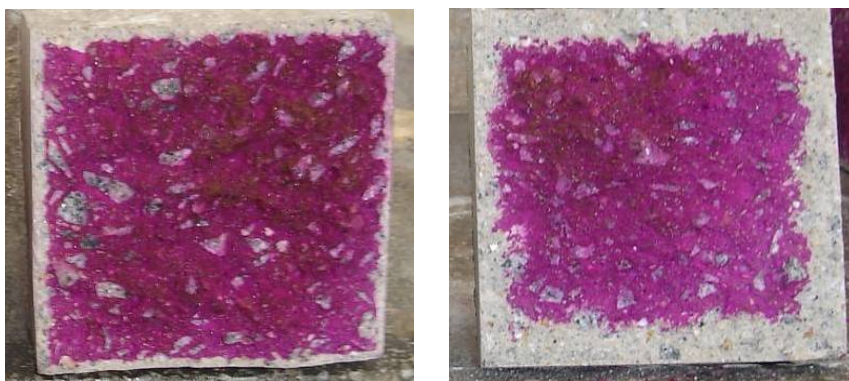


Figura 5.15 – Aspecto do CAA-RCMG com 32 semanas de carbonatação natural (esq.) e carbonatação acelerada (dir.) após aplicação da fenolftaleína.

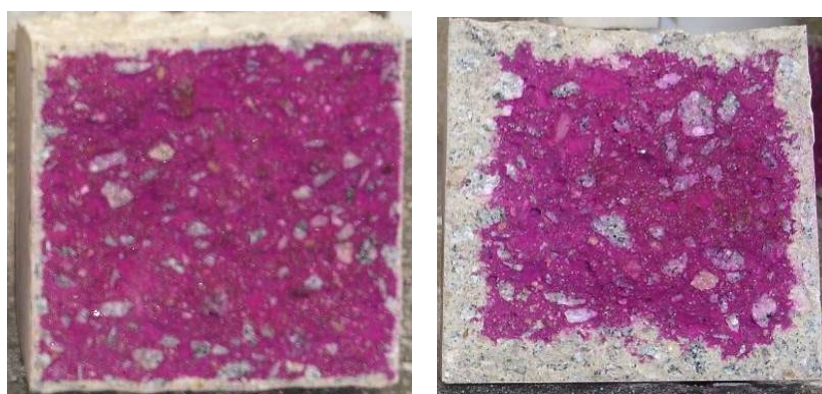


Figura 5.16 - Aspecto do C-REF com 32 semanas de carbonatação natural (esq.) e carbonatação acelerada (dir.) após aplicação da fenolftaleína.

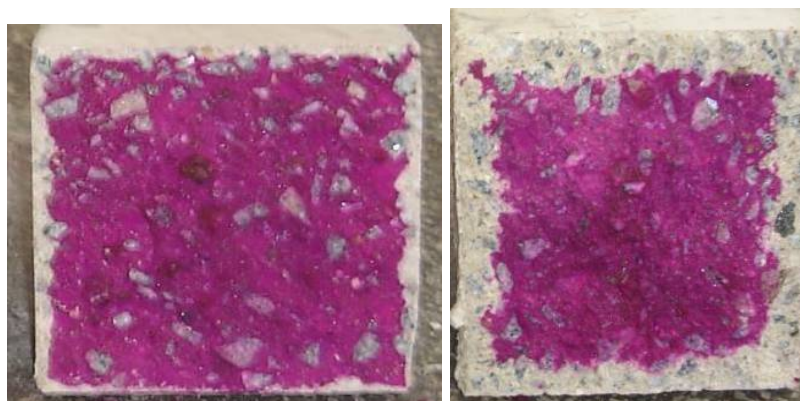


Figura 5.17 - Aspecto do C-I-COMP com 32 semanas de carbonatação natural (esq.) e carbonatação acelerada (dir.) após aplicação da fenolftaleína.

5.6. Ataque por sulfatos

Como descrito no Capítulo 4, os corpos-de-prova dos concretos estudados foram expostos a dois tipos de ensaios. No ensaio menos agressivo, as amostras foram imersas em uma solução de 5 % de sulfato de sódio diluído em água e, após 180 dias de observação,

rompidas à flexão através da prensa, sendo anotada a alteração da resistência devido à degradação provocada pelos sulfatos. Já no ensaio mais agressivo, os corpos-de-prova foram submetidos a ciclos de imersão em uma solução de 10 % de sulfato de sódio diluído em água, e secagem em estufa, para acelerar o processo de degradação, até a ruína total dos mesmos. Os corpos-de-prova foram considerados arruinados a partir do momento no qual puderam ser rompidos manualmente à flexão, com facilidade, conforme Figura 5.18. Após o colapso as amostras do ensaio mais destrutivo foram submetidas à análise de difração de Raios X.



Figura 5.18 – Corpo-de-prova submetido ao ataque mais agressivo, rompido manualmente à flexão após a ruína.

Iniciando-se pelo ensaio menos destrutivo, foram realizadas mensalmente medidas das variações de massa e volume dos corpos-de-prova submetidos ao ataque por solução de sulfatos, com utilização de balança de precisão e paquímetro. Além disso realizou-se a troca da solução ao final de cada período de trinta dias.

Para todos os concretos ensaiados, houve a ocorrência de aumento de massa e de volume. Tais aumentos podem ser explicados pelo fato de que as reações que regem o processo de ataque de sulfatos ao concreto, são em geral expansivas. Os produtos gerados nestas reações serão mais detalhadamente estudados mais adiante. Os gráficos das Figuras 5.19 a 5.22 mostram as evoluções dos incrementos de massa e volume sofridos pelos concretos, bem como suas comparações com os corpos-de-prova de referência, mantidos em água saturada de cal.

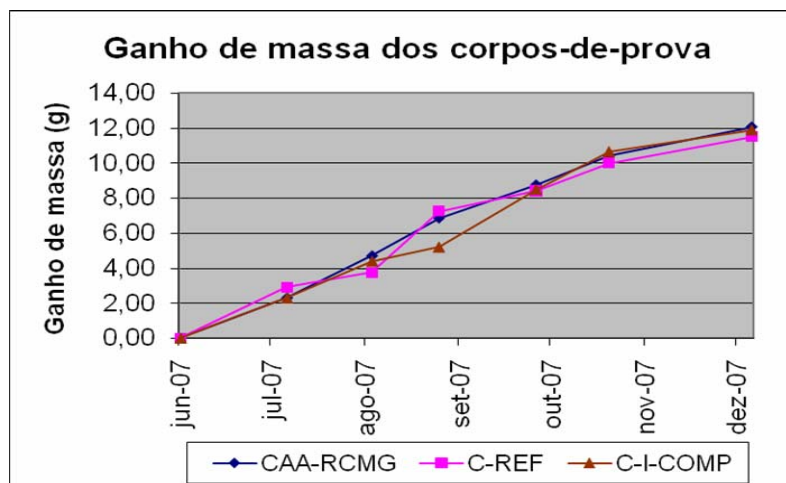


Figura 5.19 – Ganho de massa dos corpos-de-prova ao longo do ensaio de ataque por sulfatos.

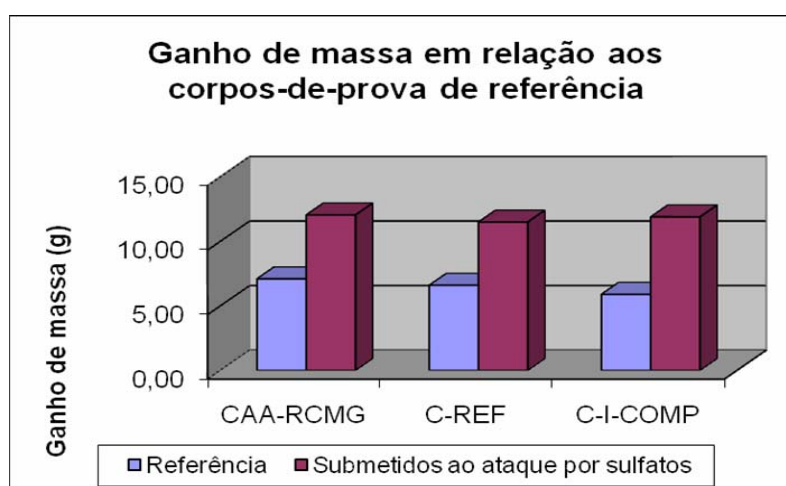


Figura 5.20 – Comparação aos ganhos de massa das amostras não submetidas aos sulfatos.

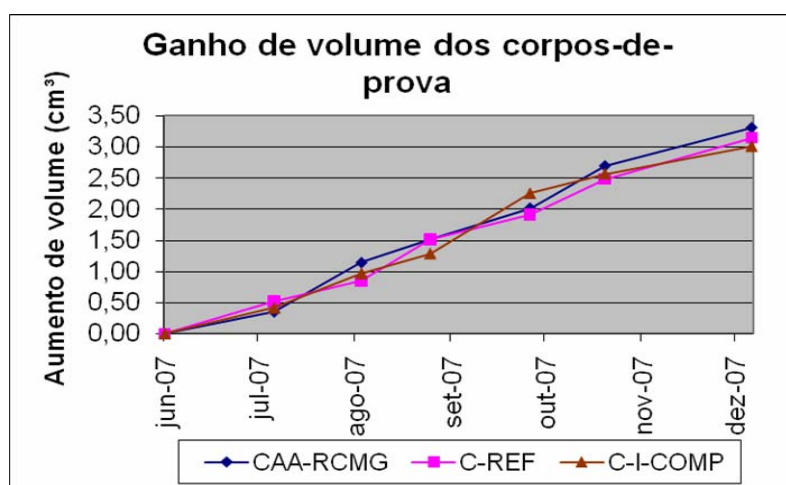


Figura 5.21 – Aumento de volume dos corpos-de-prova ao longo do ensaio de ataque por sulfatos.

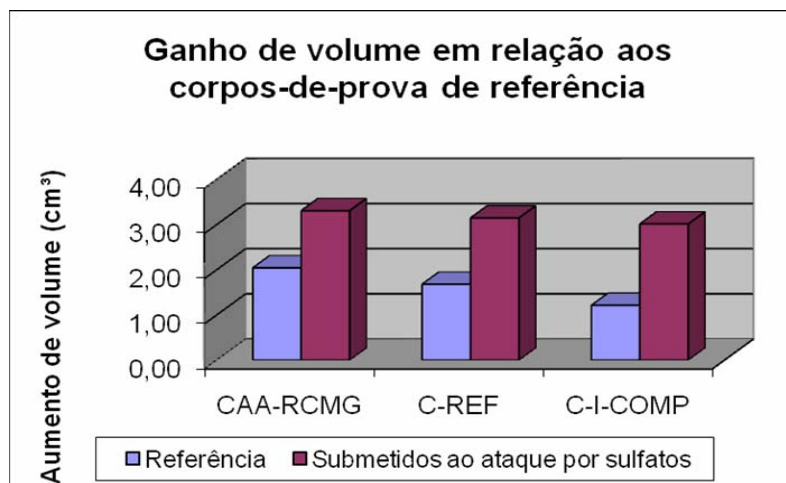


Figura 5.22 – Comparação aos aumentos de volume das amostras não submetidas aos sulfatos.

Das comparações exibidas, vê-se que, em geral, os concretos apresentaram comportamentos similares, com expansão e aumento de massa perante suas amostras de referência. Destes resultados concluímos que o CAA-RCMG apresentou comportamento satisfatório em relação aos apresentados pelos concretos convencionais.

Ao final do período de imersão, os corpos-de-prova foram levados à ruptura à flexão e à compressão por meio das prensas do laboratório. Os ensaios de compressão foram realizados com uma das partes do corpo-de-prova remanescente do ensaio de flexão, conforme mostrado das Figuras 5.23 a 5.25.



Figura 5.23 – Ruptura à flexão dos corpos-de-prova.



Figura 5.24 – Corpo-de-prova após a ruptura à flexão.



Figura 5.25 – Ruptura à compressão utilizando parte do corpo-de-prova do ensaio de flexão.

As Tabelas 5.9 e 5.10 trazem os valores das cargas de ruptura atingidas pelos concretos expostos ao ataque por sulfatos, bem como os de suas amostras de referência.

Tabela 5.9 – Cargas de ruptura dos concretos submetidos ao ataque por sulfatos.

Ensaio de ruptura					
Concreto	Nº.	Flexão (kg)	Média	Compressão (t)	Média
CAA-RCMG	1	190	165	11,90	13,68
	2	140		15,45	
C-REF	1	190	185	15,50	15,53
	2	180		15,55	
C-I-COMP	1	130	150	13,60	13,35
	2	170		13,10	

Tabela 5.10 – Cargas de ruptura dos concretos imersos em água saturada de cal.

Ensaio de ruptura - referência			
Concreto	Nº.	Flexão (kg)	Compressão (t)
CAA-RCMG	1	190	16,14
C-REF	1	200	16,35
C-I-COMP	1	170	16,30

Nestes ensaios o concreto de referência (C-REF), apresentou desempenho superior àqueles apresentados pelos demais concretos, tanto na ruptura à flexão quanto à compressão, outrossim, o CAA-RCMG apresentou também um comportamento satisfatório, bastante próximo do C-REF. Para o CAA-RCMG as perdas de resistência para flexão e compressão, em relação à amostra de referência, foram, respectivamente, de 13% e 15%, enquanto que para o C-REF, estas foram de 7,5% e 5%. Note-se, no entanto, que as resistências à compressão dos corpos-de-prova mantidos em água saturada de cal apresentaram-se muito próximas entre si, e sem acompanhar as tendências dos respectivos ensaios à flexão. Essa uniformidade de resultados pode ser um indicativo de efeito de confinamento, devido à falta de altura dos corpos-de-prova.

Não obstante, a baixa resistência do CAA-RCMG em relação ao concreto convencional nos remete a uma reflexão sobre a ação dos sulfatos sobre os componentes do RCMG, principalmente o óxido de silício, quanto à possibilidade de formação de compostos expansivos. Sugere-se então o desenvolvimento de estudos futuros com o intuito de detalhar essas reações. As Figuras 5.26 e 5.27 trazem os gráficos comparando as cargas de ruptura obtidas pelos diferentes concretos, bem como com suas amostras de referência.

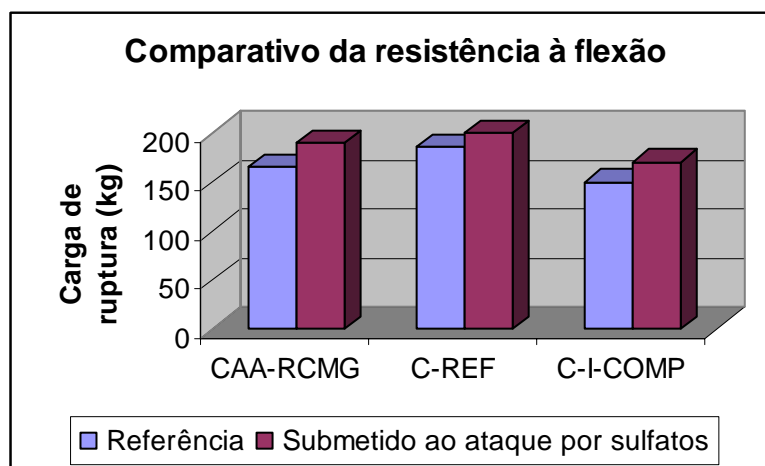


Figura 5.26 – Comparativo das cargas de ruptura à flexão.

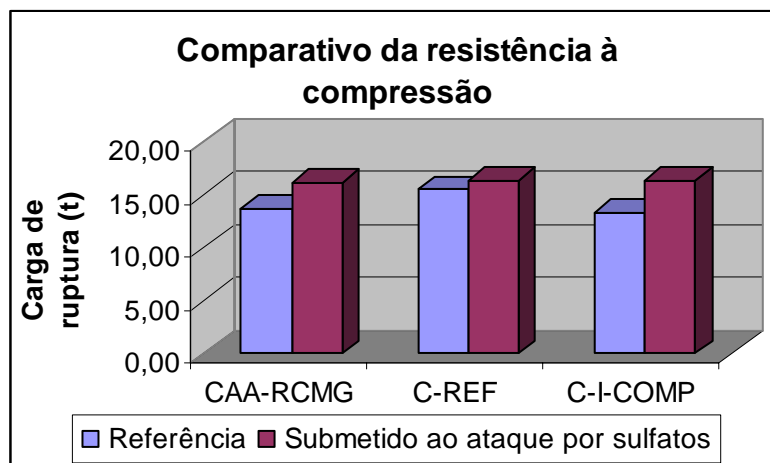


Figura 5.27 – Comparativo das cargas de ruptura à compressão.

Considere-se agora ao ensaio mais agressivo, nos quais os concretos foram submetidos a ciclos de molhagem e secagem. Mensalmente os corpos-de-prova foram retirados da solução de sulfatos e colocados em estufa a 105° C até a secagem total. Uma vez secos, estes eram pesados e recolocados na solução já renovada.

Os ciclos de molhagem e secagem aliados à maior concentração de sulfatos na solução (10%), provocaram tal expansão dos corpos-de-prova, que levou os mesmos à ruína completa. Todos os corpos-de-prova resistiram até o início do terceiro ciclo, porém, ao final deste, já se encontravam arruinados 1/3 dos corpos-de-prova do CAA-RCMG, todos os corpos-de-prova do C-REF e 2/3 dos corpos-de-prova do C-I-COMP. Ao final do quarto ciclo todos os corpos-de-prova encontravam-se destruídos. A Figura 5.28 trás a variação das massas dos corpos-de-prova durante o andamento do ensaio. Apenas o CAA-RCMG chegou com pelo menos 2 corpos-de-prova ao quarto ciclo, com um ganho de massa final médio de 12 gramas.

A Tabela 5.11 trás as variações de massa média ocorridas durante o ensaio em porcentagem, com os resultados obtidos até o terceiro ciclo para que fosse possível a comparação entre os concretos. Observe-se a maior expansão do CAA-RCMG em comparação ao C-REF, confirmando os resultados obtidos no ensaio menos destrutivo. No entanto, o CAA-RCMG apresentou uma capacidade maior de se expandir antes de entrar em colapso, suportando até o quarto ciclo (Figura 5.28), o que também sugere a necessidade de um estudo mais detalhado futuramente.

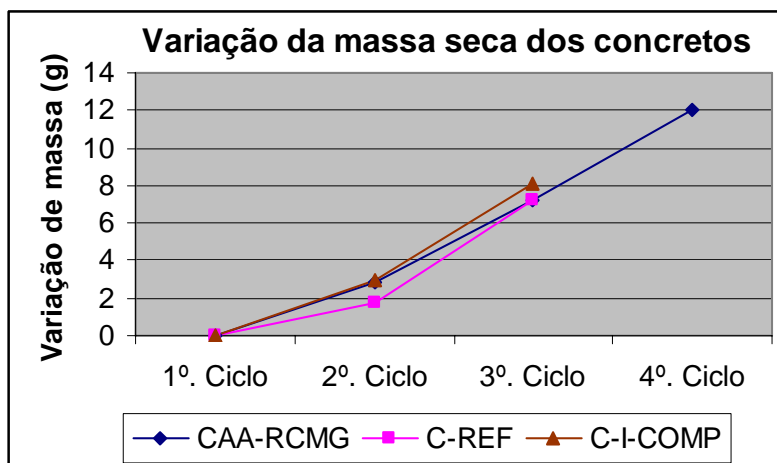


Figura 5.28 - Variação da massa seca dos corpos-de-prova submetidos aos ciclos de molhagem e secagem.

Tabela 5.11 – Variação da massa seca dos corpos-de-prova até o terceiro ciclo em porcentagem.

Concreto	1º. Ciclo	2º. Ciclo	Variação	3º. Ciclo	Variação
CAA-RCMG	564,87 g	567,73 g	0,51%	572,10 g	1,28%
C-REF	603,87 g	605,67 g	0,30%	611,10 g	1,20%
C-I-COMP	601,87 g	604,80 g	0,49%	609,93 g	1,34%

As Figuras 5.29, 5.30 e 5.31 mostram, respectivamente, os aspectos dos corpos-de-prova do CAA-RCMG, C-REF e C-I-COMP, após a ruína pela exposição aos sulfatos. Observem-se as fissuras do tipo “mapa”, que ocorrem quando do acontecimento de reações expansivas internas ao concreto.



Figura 5.29 – Aspecto do CAA-RCMG após a ruína por ataque de sulfatos.



Figura 5.30 – Aspecto do C-REF após a ruína por ataque de sulfatos.



Figura 5.31 – Aspecto do C-I-COMP após a ruína por ataque de sulfatos.

Encerrada a fase de exposição aos sulfatos, os corpos-de-prova foram submetidos à análise de difração de Raio X. Desta análise observaram-se os compostos formados quando das reações decorrentes do ataque dos sulfatos ao concreto. A Figura 5.32 trás os gráficos resultantes da análise de difração de Raio X.

Difração de Raio X

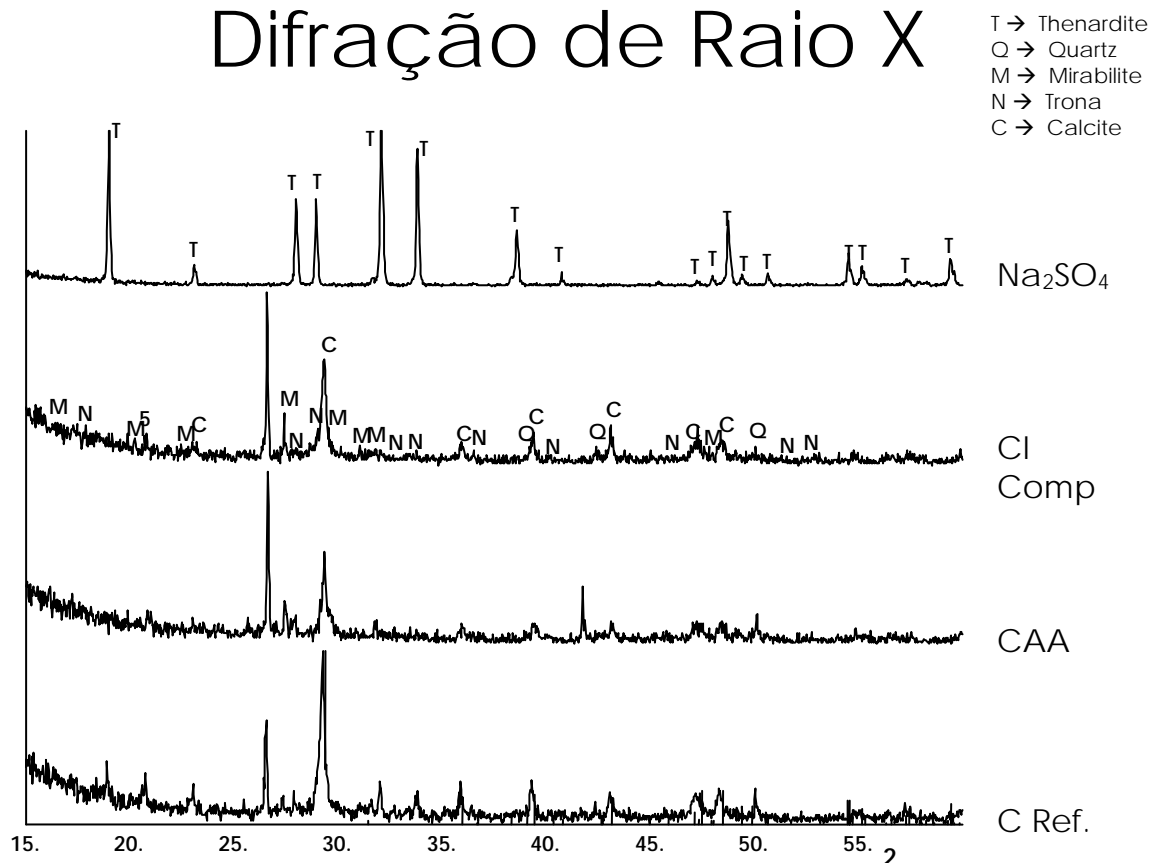


Figura 5.32 – Análise de difração de Raio X.

Diferentemente do que era esperado, não se verificou nos concretos a ocorrência de etringita, à qual se atribuía a responsabilidade pela fissuração dos concretos em forma de mapa, o que indica a ocorrência de reações expansivas no seu interior, tais quais a reação que dá origem à etringita. Por outro lado, observa-se na figura acima a ocorrência de sais, tais como a Trona a Ternandita e a Mirabilita, entre outros componentes naturais do concreto.

A presença dos sais acima mencionados indica a ocorrência de reações de cristalização de sais, as quais são também expansivas e podem ter sido responsáveis pela fissuração do concreto. No entanto, ainda assim é possível que tenha ocorrido a formação da etringita, mas como esta não resiste a altas temperaturas, é possível que a mesma tenha se desfeito quando da exposição à estufa, não deixando vestígios de sua ação destrutiva. Nesse sentido faz-se necessário um aprofundamento em estudos futuros para que se defina de fato o agente causador da completa ruína dos concretos.

5.7. Resistência à corrosão

Para o ensaio de determinação do potencial de corrosão das barras de aço imersas no concreto, os corpos-de-prova foram mantidos por 180 dias em ambiente com temperatura e umidade controladas. Foram colocados os respectivos aquários sobre os mesmos, nos quais, periodicamente, foi colocada a solução de cloreto de sódio para induzir o início da corrosão.

A cada ciclo de quatro semanas de molhagem e secagem, foram feitas, com o auxílio de um multímetro digital, as leituras da diferença de potencial entre as barras (ânodo e cátodo) e entre as barras e os eletrodos de referência de cobre-sulfato de cobre e mercúrio-óxido de mercúrio.

De modo geral os concretos não apresentaram índices suficientes para um indicativo de ocorrência de corrosão. Todos os concretos finalizaram o ensaio apresentando potenciais numa faixa entre -0,10 e -0,35 volts, o que caracteriza 50% de probabilidade de corrosão e a diferença de potencial entre ânodo e cátodos, quando aplicada na Equação 4.6, não apresentou valores de corrosão total superior a 4,6 Coulombs. Numa análise comparativa, constatamos que o CAA-RCMG teve comportamento similar aos concretos convencionais, conforme indicam os gráficos das Figuras 5.33, 5.34 e 5.35.

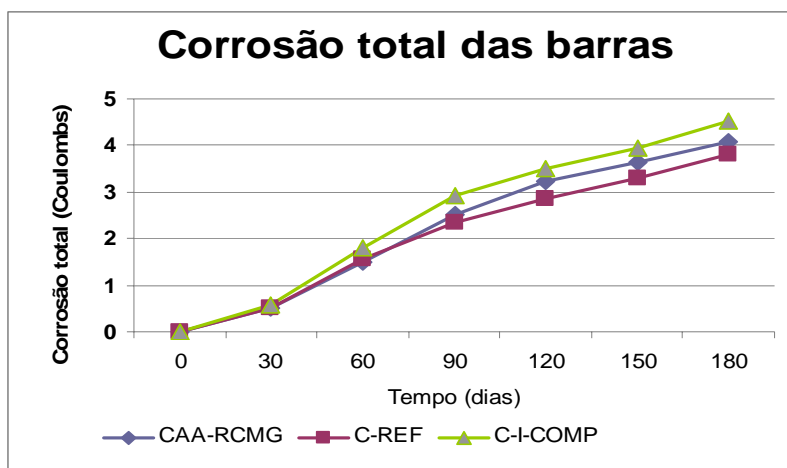


Figura 5.33 – Variação da corrosão total das barras, valores em Coulombs.

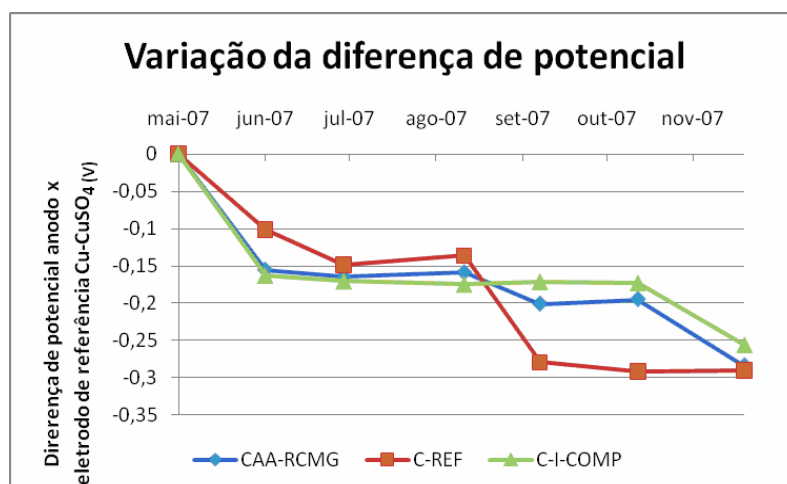


Figura 5.34 – Variação da diferença de potencial entre o ânodo e o eletrodo de referência Cu-CuSO₄, valores em volts.

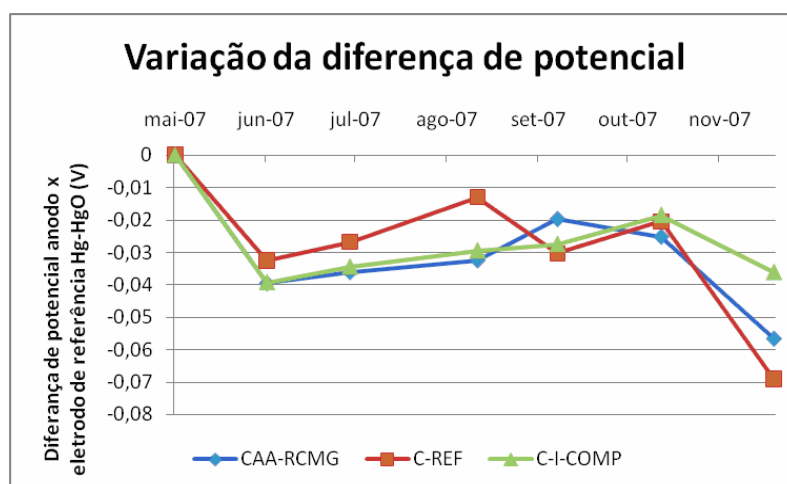


Figura 5.35 - Variação da diferença de potencial entre o ânodo e o eletrodo de referência Hg-HgO, valores em volts.

Como vimos, ao final do período de ensaio, não havia sinais suficientes de ocorrência de corrosão, havia apenas um indicativo de 50 % de probabilidade. Assim, optou-se pela aplicação de uma corrente impressa, conforme descrito no Capítulo 4, induzindo assim a corrosão das barras, até a fissuração dos corpos-de-prova. Para a geração da corrente, foi aplicada uma tensão de 60 volts em dois corpos-de-prova do mesmo concreto ligados em série, fechando o circuito, registrando-se as correntes e as diferenças de potencial ao longo do experimento.

Dos resultados obtidos, verifica-se que o CAA-RCMG apresentou correntes menores que os demais concretos, porém com diferenças de potencial similares (sempre em torno de 60 V). Isso indica, conseqüentemente, pela Segunda Lei de Ohm (SHIGEKIYO et al., 1998), que o CAA apresentou uma resistência à passagem da corrente elétrica superior àquelas apresentadas pelos concretos de referência. O gráfico da Figura 5.36 traz um comparativo do comportamento das correntes elétricas apresentadas pelos circuitos estudados. Uma vez que esse ensaio não é recomendado para concretos com inibidores de corrosão químicos, considere-se apenas a comparação com o concreto de referência (C-REF).

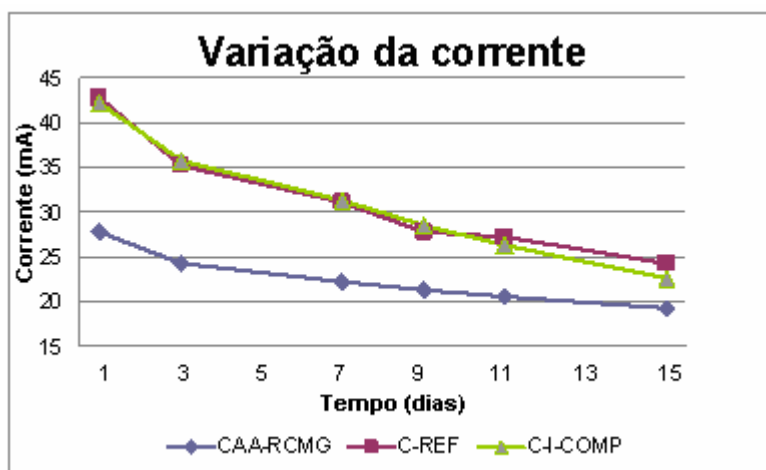


Figura 5.36 – Variação das correntes elétricas, valores em miliampéres.

Além das correntes e D.D.P.'s, foram também monitoradas as aberturas de fissuras, ocasionadas no topo do corpo-de-prova, devidas à formação dos compostos expansivos das reações de corrosão do metal, especificamente, o ânodo, que é a barra que efetivamente entra em processo de corrosão nesse teste.

Visto que o CAA-RCMG apresentou maiores resistências à passagem da corrente, seria natural que ele demorasse mais a permitir a corrosão e, conseqüentemente, sua

fissuração ocorresse também de forma tardia. Para o concreto de referência, as fissuras foram detectadas a partir do sexto dia de aplicação de corrente (Figura 5.38), enquanto que, para o concreto auto-adensável (Figura 5.39), apenas no nono dia a fissuração começou a ocorrer, conforme mostra o gráfico da Figura 5.37.

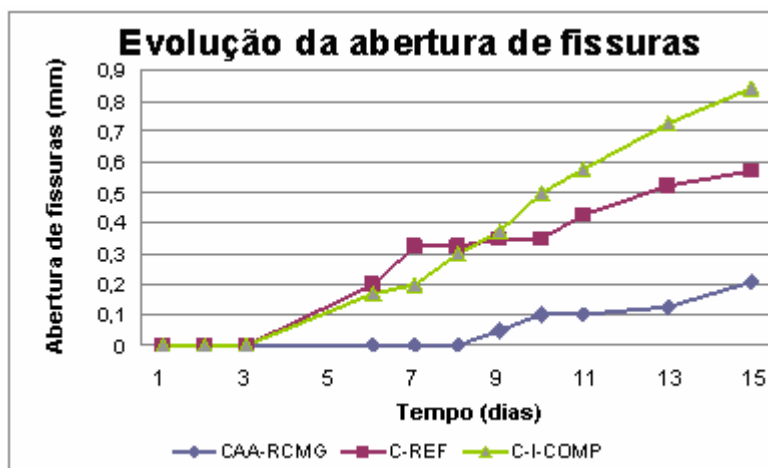


Figura 5.37 – Propagação de fissuras nos concretos devido à corrosão do ânodo.



Figura 5.38 – Início da fissuração do C-REF, com afloração de produtos de corrosão.



Figura 5.39 – Início da fissuração do CAA-RCMG.

Após a fissuração total de todos os corpos-de-prova, estes foram rompidos para retirada do ânodo. Realizou-se então uma limpeza para remoção dos produtos de corrosão, e em seguida, estas barras foram pesadas para que se verificasse a perda de massa provocada pela corrosão. A seguir são mostradas algumas imagens dos corpos-de-prova após o encerramento do ensaio.



Figura 5.40 – Corpo-de-prova após o encerramento do ensaio, observe-se a propagação da fissura até o encontro com a barra.



Figura 5.41 – Corpo-de-prova rompido para retirada do ânodo, observe-se a impregnação de produtos de corrosão no concreto adjacente à barra.



Figura 5.42 – Detalhe da barra após a retirada dos produtos de corrosão. Notem-se as pequenas cavidades provocadas pelas reações de corrosão.

Além das cavidades isoladas, geradas pela ocorrência de corrosão localizada, apresentadas pela barra da figura acima, observou-se também a formação de cavidades contínuas, decorrentes de corrosão generalizada, como na Figura 5.43.



Figura 5.43 – Cavidade contínua resultante das reações de corrosão.

O C-REF e o C-I-COMP apresentaram tanto corrosão localizada (cavidades isoladas), quanto corrosão generalizada (cavidades contínuas), enquanto que o CAA-RCMG apresentou, principalmente, corrosão localizada. Visto que a corrosão generalizada é provocada por despassivação uniforme das armaduras, como nos casos de ocorrência de carbonatação, e que a corrosão localizada ocorre em locais de concentração de íons agressivos, temos que a corrosão no CAA-RCMG ocorreu apenas em pontos de alta concentração de íons cloreto, mas de uma maneira geral, esse concreto manteve por mais tempo a passivação das armaduras.

Realizada a limpeza das barras, as mesmas foram pesadas com o objetivo de se comparar as massas apresentadas ao final do ensaio, com aquelas do início. A Tabela 5.12 traz as massas inicial e final de cada barra, e as respectivas perdas de massa média para as barras de cada concreto.

Tabela 5.12 – Perda de massa real das barras na região anódica.

Perda de massa real					
Concreto	Barra (n°.)	Massa		Perda de massa (g)	Média (g)
		Inicial	Final		
CAA-RCMG	40	371,4	368,6	2,79	2,87
	46	370,8	367,8	2,95	
C-REF	16	371,4	367,3	4,11	4,605
	22	370,0	364,9	5,1	
C-I-COMP	25	367,1	361,4	5,7	5,55
	31	369,3	363,9	5,4	

Com alguns dos dados obtidos neste ensaio, foi possível calcular a perda de massa teórica, a partir da seguinte Equação 4.7, sendo os resultados apresentados na Tabela 5.13.

Tabela 5.13 – Perda de massa teórica dos concretos, valores em gramas.

Perda de massa teórica	
Concreto	Perda de massa (g)
CAA-RCMG	7,58
C-REF	10,71
C-I-COMP	10,00

Comparando-se os resultados obtidos para as perdas de massa real e teórica, observa-se que o modelo teórico retornou valores bastante superiores aos do experimento prático. Tais divergências podem ser explicadas pelo fato de que ao iniciar-se o processo corrosivo, forma-se sobre o aço uma camada de óxidos passivadora que retarda o prosseguimento deste

processo. Como o modelo teórico não leva em conta estes processos intermediários, retorna valores maiores que os reais.

De posse das variações de massa real e teórica, calcularam-se as Taxas de Corrosão real e teórica dos concretos através da Equação 4.8, conforme exposto na Tabela 5.14. Os resultados mostram que o CAA-RCMG proporcionou uma melhor proteção às armaduras, reduzindo a perda de massa causada pela formação dos produtos de corrosão na região anódica.

Tabela 5.14 – Taxas de corrosão dos concretos, medidas em milímetros por ano.

Concreto	Taxa de corrosão teórica	Concreto	Taxa de corrosão real
CAA-RCMG	3,13	CAA-RCMG	1,19
C-REF	4,42	C-REF	1,90
C-I-COMP	4,13	C-I-COMP	2,29

Dos valores aqui mencionados, observa-se um melhor comportamento do CAA-RCMG frente aos demais concretos, principalmente quando da aceleração do processo de corrosão pela aplicação de corrente elétrica, mostrando sua viabilidade também quanto à proteção das armaduras à corrosão.

Uma vez que o ensaio de determinação do potencial de corrosão fornece apenas indicativos da ocorrência de corrosão nas barras dos corpos-de-prova em estudo, a utilização do método de aplicação de corrente impressa mostrou-se bastante oportuna como ensaio complementar ao primeiro, gerando dados mais precisos e possibilitando a realização de uma análise quantitativa do processo corrosivo.

Capítulo 6

Conclusões

6.1. Considerações finais

Esta dissertação apresentou um estudo bibliográfico de forma abrangente sobre o Concreto Auto-adensável (CAA), os materiais utilizados na sua obtenção, e o processo de geração do resíduo de corte de blocos de mármore e granito (RCMG), o que facilitou a escolha da dosagem de CAA aqui utilizada, bem como a determinação das dosagens dos concretos de referência utilizados a título de comparação. O estudo envolveu também os diversos aspectos que influenciam a durabilidade do concreto, as formas de ataque, as reações ocorridas durante o processo de deterioração, o que proporcionou um bom embasamento teórico para a definição das propriedades que deveriam ser determinadas para avaliação da durabilidade dos concretos estudados.

Verificou-se que nos ensaios até então realizados acerca da durabilidade, o CAA apresentara resultados bastante satisfatórios em relação aos concretos convencionais aos quais foi comparado, o que ampliou a motivação já existente para a particularização desses estudos ao caso do CAA obtido a partir da adição de resíduo de corte de mármore e granito (CAA-RCMG).

Na pesquisa realizada acerca do resíduo supracitado, verificou-se que a quantidade gerada deste material no processo de beneficiamento de mármore e granito, seria suficiente para suprir a maior parte da demanda de concreto do mercado da construção civil em Maceió, caso este aderisse à utilização do CAA-RCMG.

Na parte deste trabalho que se refere à análise experimental dos concretos, apresentou-se um estudo detalhado das propriedades dos materiais utilizados, bem como os procedimentos adotados na preparação dos materiais para o seu emprego nos ensaios. Foram realizados ensaios de abatimento de tronco de cone e teste de bloqueio adaptado no estado fresco e ensaios de resistência à compressão, permeabilidade ao ar, absorção por

capilaridade, carbonatação, ataque por sulfatos e determinação do potencial de corrosão no estado endurecido.

Os ensaios de abatimento de tronco de cone para os concretos de referência apresentaram uma trabalhabilidade adequada para a moldagem dos corpos-de-prova, dentro dos limites para um concreto de consistência fluida, conforme a NBR NM 67 (1998). Já o teste de espalhamento do CAA-RCMG, atingiu os níveis mínimos necessários para ser considerado auto-adensável, apresentando espalhamento semelhante aos apresentados em estudos anteriores, com T_{50} de 4,5 segundos e diâmetro final médio de 650 mm. O teste de bloqueio adaptado foi atendido satisfatoriamente, sem a ocorrência de bloqueios ou segregação do material.

As resistências à compressão aos 28 dias dos concretos de referência se mostraram dentro de limites mínimos aceitáveis, porém, esperava-se do C-I-COMP uma resistência superior àquela apresentada, cerca de 20 % abaixo da apresentada pelo C-REF. Embora as baixas de resistência não tenham sido graves o suficiente para provocar a condenação dos concretos executados, as mesmas deixam um alerta para a necessidade de um maior cuidado quando da dosagem dos concretos, visto que qualquer imprecisão na medição dos materiais da mistura ou nas condições destes materiais, pode impedir a repetição do desempenho entre uma dosagem e outra.

Também pelos ensaios de resistência à compressão aos 28 dias, verificou-se que o CAA-RCMG atingiu resistência de 36 MPa, semelhante às obtidas em trabalhos anteriores utilizando a mesma dosagem e os mesmos materiais, e 3 % superior ao C-REF. (CAVALCANTI, 2006).

A obtenção do concreto de referência a partir do método proposto por RODRIGUES (1998), com a manutenção do teor de cimento e do fator água cimento em relação ao CAA-RCMG, permitiu a concepção deste concreto a partir de uma metodologia reconhecida e não a partir de mera substituição da massa do resíduo por partes iguais dos agregados miúdo e graúdo.

Os resultados do ensaio de absorção capilar mostram que a adição do resíduo proporcionou ao CAA-RCMG uma estrutura de poros com maior descontinuidade e/ou com menor diâmetro de poros, de forma que este apresentou uma resistência à absorção de água por capilaridade 61 % maior que a apresentada pelo C-REF. Isto nos leva a concluir que esta estrutura de poros é mais favorável à durabilidade do concreto, visto que grande parte dos agentes causadores de deterioração penetra no concreto em forma de solução aquosa.

No ensaio de permeabilidade ao ar pelo Método de Figg, verificou-se que o equipamento utilizado para a realização dos ensaios, apresenta uma considerável sensibilidade a agentes externos ao ensaio, a exemplo da obstrução da agulha para injeção do vácuo, o que exige um alto grau de cuidado para a obtenção de dados precisos deste ensaio. Ademais, temos para este ensaio um desempenho do CAA-RCMG 37 % superior aos demais concretos nas primeiras idades, chegando a 40 % nas idades mais avançadas. Assim como no ensaio de absorção por capilaridade, os resultados apresentados são devidos a melhor estrutura de poros do CAA-RCMG, porém na permeabilidade ao ar, simula-se a ação de agentes agressivos presentes no ar, como o CO₂ e outros gases presentes em ambientes industriais.

Para o ensaio de carbonatação, realizou-se uma medida após oito semanas de exposição para que se verificasse a ocorrência de carbonatação e o funcionamento do sistema, além da aquisição de um dado intermediário. Nesta medição os concretos apresentaram profundidades de carbonatação de até 10 mm o que mostrou que estava havendo aceleração do processo. Após trinta e duas semanas, a medição da propagação da frente de carbonatação mostrou o CAA-RCMG com um desempenho 6 % melhor que o do C-REF e 18 % melhor que o C-I-COMP. A comparação com os corpos-de-prova mantidos em ambiente de laboratório serviu para ratificar a eficácia do sistema, observando-se, após 32 semanas de exposição, uma propagação da frente de carbonatação cerca de 70 % maior nos corpos-de-prova submetidos à câmara.

O ensaio de ataque por sulfatos serviu para mostrar o alto nível de deterioração que este agente pode trazer ao concreto. Como visto, constatou-se que o CAA-RCMG obteve resultados muito próximos aos dos concretos de referência, mas chegando a apresentar uma resistência à flexão 10 % abaixo do C-REF, para o ensaio menos agressivo. Porém, apresentou maior tempo de resistência à ruína no ensaio mais agressivo. Cabe aqui ressaltar a necessidade de aprofundamento deste ensaio no modo menos agressivo, reduzindo-se a concentração de sulfatos da solução e ampliando-se o tempo de observação, de modo a tornar o ensaio mais próximo de uma situação real deste ataque.

No ensaio de determinação do potencial de corrosão, nem o CAA-RCMG nem os concretos de referência atingiram índices que indicassem alta probabilidade de corrosão, o que tornou necessária a complementação deste ensaio com a aplicação de corrente até a fissuração do concreto. Neste último, o CAA-RCMG foi comparado apenas ao C-REF uma vez que a aplicação de corrente não é recomendável para concretos com inibidores de

corrosão químicos, pois podem causar alterações no seu comportamento. Essas alterações foram observadas visto que o C-I-COMP apresentou altos níveis de fissuração. A comparação mostrou que o CAA-RCMG proporcionou a abertura de fissuras 63 % menores que as do C-REF, através do retardo da formação dos produtos da corrosão, que como são expansivos, provocam a fissuração do concreto.

Faz-se necessário para o ensaio de determinação do potencial de corrosão um melhor planejamento dos tempos destinados à execução do mesmo visto que em 180 dias não se obtiveram resultados conclusivos. Necessária também seria a realização do ensaio de aplicação de corrente sem a prévia exposição dos concretos à indução da corrosão por penetração de cloretos, possibilitando uma avaliação deste ensaio de forma isolada.

De forma geral o trabalho aqui exposto avaliou e comparou as propriedades de durabilidade apresentadas pelo CAA-RCMG e pelos concretos de referência onde, com a exceção da resistência ao ataque por sulfatos na qual o CAA apresentou resultados ligeiramente inferiores, verificou-se que o CAA-RCMG apresentou propriedades de durabilidade superiores àquelas apresentadas pelos concretos de referência. Esses resultados mostram que a utilização deste concreto, proporcionará a execução de estruturas tão duráveis quanto as estruturas executadas com os concretos convencionais já utilizados no mercado, desde que observadas suas limitações e obedecidas as exigências normativas quanto a especificações e controle tecnológico.

Assim sendo, este trabalho de foi de grande importância para uma melhor avaliação da confiabilidade do CAA-RCMG, no tocante às suas propriedades de durabilidade, tornando menor a distância entre a pesquisa deste material e sua utilização em escala industrial, incentivando a produção científica e a formação de novos pesquisadores, e transformando a tecnologia empregada nos laboratórios em benefícios para a humanidade.

6.2. Sugestões para trabalhos futuros

Finalmente, apresenta-se como sugestão para o prosseguimento dos estudos:

- Estudar o processo de beneficiamento do resíduo para produção do RCMG em escala industrial para uso em concretos e argamassas, contabilizando os custos deste processo e analisando a viabilidade econômica da introdução deste produto no mercado.

- Aprofundar os estudos de pozolanicidade do RCMG visando verificar as considerações aqui assumidas ao se enquadrar o resíduo como um filler não pozolânico.
- Realizar a dosagem do CAA-RCMG com agregados provenientes de outras jazidas para que se verifique a repetibilidade desta, respeitando-se as considerações feitas quanto à utilização dos agregados no CAA.
- Aprofundar os ensaios de propagação da frente de carbonatação aumentando os períodos de análise e com exposições não só à câmara de carbonatação mas também a outros ambientes agressivos como ambientes marinhos e águas ricas em sulfatos.
- Estudar o comportamento do CAA-RCMG frente ao ataque por sulfatos em períodos maiores, com menores concentrações de sulfatos na solução visando reproduzir mais fielmente a realidade deste ataque.
- Analisar o comportamento dos componentes do RCMG frente ao ataque por sulfatos, buscando verificar a ocorrência de reações expansivas danosas ao concreto, principalmente envolvendo o SiO_2 , presente em grande quantidade neste resíduo.
- Realizar os testes de determinação do potencial de corrosão em períodos maiores até a ocorrência da corrosão, bem como realizar o ensaio de corrosão induzida por corrente impressa sem submissão prévia dos corpos-de-prova à penetração de solução de cloretos.
- Realizar estudo sobre obtenção do CAA com aditivo inibidor de corrosão.

Referências

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). **Guide to durable concrete**. Journal of American Concrete Institute, v. 88, n. 5, p. 544-588, ACI COMMITTEE 201, Sept-Oct, 1991.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **ASTM C 452: Standard test method for potencial expansion of Portland cement mortars exposed to sulfate**. Anual Book of ASTM Standards. Philadelphia, v.04.01, p. 223-225, 1989.

_____. **ASTM G 109: Standard Test Method for Determining the Effects of Chemical Admixtures on the Corrosion of Embedded Steel Reinforcement in Concrete Exposed to Chloride Enviroments**. Philadelphia: ASTM, 1992.

ANDRADE, C.; ALONSO, C. **Corrosion rate monitoring in laboratory and on-site**. Construction and Building Materials. v.10, n. 5, p. 315-328, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Guia básico de utilização do cimento portland**. 7.ed. São Paulo, 2002. 28p. (BT-106)

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 26: Agregados – Amostragem**. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

_____. **NBR NM 27: Agregados - Redução de amostras de campo para ensaio de laboratório**. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

_____. **NBR NM 30: Agregado miúdo - Determinação da absorção de água**. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

_____. **NBR NM 45: Agregado em estado solto – Determinação da massa unitária - Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

_____. **NBR NM 46: Agregados – Determinação do material fino que passa através da peneira 75 µm, por lavagem**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

_____. **NBR NM 49: Agregado fino – Determinação de impurezas orgânicas**. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

_____. **NBR NM 52: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

_____. **NBR NM 53: Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

_____. **NBR NM 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro: ABNT, 1998.

_____ **NBR NM 76: Cimento Portland – Determinação da finura método de permeabilidade ao ar (Método de Blaine).** Rio de Janeiro: ABNT, 1998.

_____ **NBR NM 248: Agregados – Determinação da composição granulométrica.** Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

_____ **NBR 5732: Cimento Portland comum.** Rio de Janeiro: ABNT, 1991.

_____ **NBR 5738: Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova.** Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

_____ **NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão em corpos-de-prova cilíndricos.** Rio de Janeiro: ABNT, 1994.

_____ **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento.** Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

_____ **NBR 7211: Agregado para concreto - Especificação.** Rio de Janeiro: ABNT, 2005.

_____ **NBR 7809: Agregado graúdo. Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro.** Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

BALEN, K. V.; GEMERT, D. V. **Modelling lime mortar carbonation.** Materials and Structures. vol. 27, p. 393 - 398, 1994.

BARROS, A. R. **Estudo das Propriedades de Durabilidade do concreto auto-adensável.** Monografia apresentada ao Colegiado do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas como parte dos requisitos para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil. Universidade Federal de Alagoas. Maceió, 2006.

BARTOS, P. J. M.; SONEBI M.; ZHU W.; GIBBS J.; TAMIMI A. **Properties of Hardened Concrete.** Final report. University of Paisley. Scotland, United Kingdom. 2000.

BILLBERG, P. **Self-Compacting Concrete for Civil Engineering Structures – The Swedish Experience.** In: S. C. C. R. I. 1-77. Stockholm, 1999.

BOEL, V.; AUDENAERT, K.; SCHUTTER, G. **Behaviour of Self-compacting Concrete Concerning Frost Action with Deicing Salts.** Proceedings of the Third International RILEM Symposium. RILEM Proceedings PRO 33. Paris Cedex (France): RILEM Publications S.A.R.L., 2003.

BOSILJKOV, V. B. **SCC mixes with poorly graded aggregate and high volume of limestone filler.** In: Cement and Concrete Research, n. 33, p. 1279-1286, 2003.

CARÉ, S.; RAHARINAIVO, A. **Influence of impressed current on the initiation of damage in reinforced mortar due to corrosion of embedded steel.** Cement and Concrete Research 37, 1598–1612. Elsevier science, 2007.

CATHER, R.; FIGG, J. W.; MARSDEN, A. F.; O'BRIEN, T. P. **Improvements to the Figg Method for determining the air permeability of concrete.** Magazine of Concrete Research, Vol. 36, No. 129. p. 241-245. Reino Unido, 1984.

CAVALCANTI, D. J. H. **Contribuição ao Estudo de Propriedades do Concreto Auto-Adensável visando sua aplicação em elementos estruturais.** Dissertação de mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFAL. Maceió, 2006.

CEUKELAIRE, L.; VAN NIEUWENBURG, D. **Accelerated carbonation of a blastfurnace cement concrete.** Cement and Concrete Research, 23, p. 442-452. 1993.

COLLEPARDI, M. **A very close precursor of self-compacting concrete (SCC).** In: Supplementary volume of the Proceedings of Three-day CANMET/ACI International Symposium on Sustainable Development and Concrete Technology, Setembro 16-19, 2001.

CUNHA, Ana C. Quintas da; HELENE, P. R. L. **Despassivação das armaduras de concreto por ação da carbonatação.** São Paulo: EPUSP, 2001.

DJANIKIAN, J. G. **Cimentos resistentes a sulfatos.** 123 p. Dissertação (Mestrado) Escola Politécnica – Universidade de São Paulo. São Paulo, 1980.

DOMONE, P. L.; JIN, J. **Properties of Mortar for Self-Compacting Concrete.** Edição: A. Skarendhal; Petersson. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF-COMPACTING CONCRETE, 1st, 1999, Stockholm. Proceedings. France: RILEM Publications, p.109-120, 1999.

EDAMATSU, H.; NISHIDA, N.; OUCHI, M. **A Rational Mix-Design Method for Self-Compacting Concrete Considering Interaction Between Coarse Aggregate and Mortar Particles.** In: 1st International Rilem Symposium on Self-Compacting Concrete, p. 309-320, Stockolm, Sweden. A. Skarendahl and Ö. Petersson (editores), E & FN Spon, 1999.

ESPING, O. **Methods for characterization of fillers and fines for self-compacting concrete.** O. Wallevik and I. Nielsson. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF-COMPACTING CONCRETE, 3rd, Reykjavik. Proceedings. France: RILEM Publications, p.208-219, 2003.

EUROPEAN FEDERATION FOR SPECIALIST CONSTRUCTION CHEMICALS AND CONCRETE SYSTEMS (EFNARC). **Specification and guidelines for self-compacting concrete.** In: EFNARC, May, 2005.

EUROPEAN FEDERATION FOR SPECIALIST CONSTRUCTION CHEMICALS AND CONCRETE SYSTEMS (EFNARC). **Specification and guidelines for self-compacting concrete.** In: EFNARC, February, 2002.

FERREIRA, R. M. **Avaliação de ensaios de durabilidade do betão.** Dissertação apresentada à Escola de Engenharia do Minho para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil – Materiais e Reabilitação da Construção. Guimarães, Setembro de 2000.

GOMES, P. C. C.; UCHÔA, S. B. B.; BARROS, A. R. **Propriedades de durabilidade do Concreto Auto-adensável.** In: Reunião Anual do IBRACON, 48. Rio de Janeiro, 2006.

GOMES, P. C. C., LAMEIRAS, R. M., ROCHA, S. R. A. G. **Obtenção de Materiais à Base de Cimento com Resíduo do Estado de Alagoas: Um Caminho para o Desenvolvimento Sustentável da Construção**. Relatório Final FAPEAL 2003-2004. Maceió, 2004.

GOMES, P.C.C. **Optimization and characterization of high-strength self-compacting concrete**. 139p. Tese - Escola Técnica Superior D'Enginyers de Camins, Universitat Politècnica de Catalunya, Catalunya, 2002.

GOPALAN, M. K. **Sorpivity of fly Ash Concretes**. Cement and Concrete Research. v.26, n 8, p. 1189-1197, 1996.

GUIMARÃES, R. F.; TORRES, J. A. L.; OLIVEIRA, G. L. G.; MIRANDA, H. C.; FARIAS, J. P. **Avaliação da resistência à corrosão de aços inoxidáveis submetidas a ciclos de fadiga térmica**. In. 3o Congresso Brasileiro de P&D em Petróleo e Gás, pp. 1-6, Salvador-BA, outubro 2005.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 231p. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1993.

HELENE, P. R. L. **Corrosão das armaduras para concreto armado**. São Paulo, IPT, PINI, 1986.

HELENE, P. R. L. **Corrosão das armaduras em concreto armado**. In: Simpósio de Aplicação da Tecnologia do Concreto, 4., SIMPATCON: Anais. Concrelix, Campinas, 1981.

JOHN, V. M. **Cimentos de escória ativada com silicatos de sódio**. 112 p. São Paulo, 1995. Tese (Doutorado) Escola Politécnica da Universidade de São de São Paulo.

KELHAM, S. A. **Water absorption test for concrete**. Magazine of Concrete Research, v. 40, n. 10, p. 106-110. Jun 1988.

KHAYAT, K.H; HU, C.; MONTY, H. **Stability of self-consolidating concrete, advantages, and potencial applications**. Edição: A. Skarendhal; Petersson. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF-COMPACTING CONCRETE, 1st, Stockholm. Proceedings. France: RILEM Publications, p.143-152, 1999.

KHAYAT, K. H. **Viscosity-Enhancing Admixtures for Cement-Based Materials - An Overview**. Cement and Concrete Composites 20, 171–188, 1998.

KOCH, A.; STEINEGGER, H. **A rapid method for testing the resistance of cements to sulphate attack**. Wiesbaden, v. 13, n. 7, p. 317-324. jul, 1960.

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL. **LNEC E 413: Betões – Determinação da Permeabilidade ao Ar e à Água (Método de Figg)**. Portugal: LNEC, 1993.

LACHEMI, M.; HOSSAIN, K. M. A.; LAMBROS, V.; NKINAMUBANZI, P. C.; BOUZOUBAË, N. **Performance of new viscosity modifying admixtures in enhancing the rheological properties of cement paste.** Cement and Concrete Research 34 (2004) 185–193.

LAMEIRAS, R. M. **Estudo do potencial de utilização do resíduo do beneficiamento de Chapas de granito (RBCG) como material de construção: aplicação em concreto.** Monografia apresentada ao Colegiado do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas como parte dos requisitos para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil. Universidade Federal de Alagoas. Maceió, 2004.

LARBI, L. A. **Microstructure of the interfacial zone around aggregate particles in concrete,** Heron, 38, N° 1, 69 p. 1993.

LIMA, M. G. **Inibidores de corrosão: avaliação da eficiência frente à corrosão de armaduras provocada por cloretos.** São Paulo, 1996. 174p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 1996.

LISBÔA, E. M. **Obtenção do Concreto Auto-Adensável Utilizando Resíduo do Beneficiamento do Mármore e Granito e Estudo de Propriedades Mecânicas.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2004.

MEHTA, P. K.; GJORV, O. E. **A new test for sulfate resistance.** Journal of Testing and Evaluation, v. 2, n. 6, p. 510-514. Nov 1974.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais.** 1ª ed. São Paulo: PINI. 573 p. 1994.

MELO, K. A.; LIMA, F. B. **Análise do cobrimento de estruturas de concreto armado segundo critérios de durabilidade em relação à penetração de cloretos.** In. Reunião Anual do IBRACON, 46. Florianópolis, 2004.

MIRANDA, T. R. V.; BASÍLIO, F. A. **Alguns aspectos eletroquímicos da corrosão de armaduras em concretos.** Informativo INT. v. 19, nº 39, pp. 21-24, maio/ago., 1987.

MOUKWA, M. **Characteristics of the attack of cement paste by MgSO₄ and MgCl₂ from the pore structure measurements.** Cement Concrete Research. v. 20. p. 148-158, 1990.

MOURA, W. A. **Utilização de escória de cobre como adição e como agregado miúdo para concreto.** Tese de doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

NEVES, G. A. **Reciclagem de Resíduos da Serragem de Granitos para uso como Matéria-Prima Cerâmica.** Tese – Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Processos. Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2002.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto.** 2ª edição. Editora Pini. São Paulo, 1997.

NOGUCHI, T.; OH, S. G.; TOMOSAWA, F. **Rheological Approach to Passing Ability between Reinforcing Bars of Self-Compacting Concrete**. Proceedings of the First RILEM International Symposium on Self-Compacting Concrete, pp.59-70, 1999.

NUNES, S.C.B. **Betão Auto-Compactável: Tecnologia e Propriedades**. Pós- Graduação em Estruturas de Engenharia Civil – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto. 2001, p.198.

OKAMURA, H.; OUCHI, M. **Self-compacting concrete**. In: Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 1, n. 1, p. 5-15, 2003.

OKAMURA, H.; OUCHI, M. **Self-compacting concrete. Development, present use and future**. Edição: A. Skarendhal; Petersson. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF-COMPACTING CONCRETE, 1st, 1999, Stockholm. Proceedings. France: RILEM Publications, 1999, p.3-14.

OKAMURA, H. **Self-Compacting High-Performance Concrete**. Concrete International, v. 19, n. 7, p. 50-54, 1997.

OUCHI, M.; EDAMATSU, Y. **A simple evaluation method for interaction between coarse aggregate and mortar particles in the self-compacting concrete**. A. Skarendhal; Petersson. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF-COMPACTING CONCRETE, 1st, 1999, Stockholm. Proceedings. France: RILEM Publications, 1999, p.121-130.

PETERSSON, Ö.; BILLBERG, P.; VAN, B. K. **A Model for Self-Compacting Concrete**. In: International Rilem Conference on Production Methods And Workability Of Concrete, P.J.M. Bartos, D.L. Marrs e D.J. Cleand (editores), E & FN Spon, 483-492, 1996.

PESSÔA, P. O. A.; NEPOMUCENO, A. A. **Influência do consumo de cimento na corrosão de armaduras em argamassas de cimento sujeitas à carbonatação**. In. 6º COTEQ – Conferência sobre Tecnologia de Equipamentos XXII CONBRASCORR – Congresso Brasileiro de Corrosão. Salvador, 2002.

POSSER, N. D.; MASUERO, A. B.; ZIMMERMANN, N.; NAPPI, S. **Influência do uso de aditivos nas propriedades de absorção, permeabilidade e porosidade em argamassas de recuperação**. In. Reunião Anual do IBRACON, 46. Florianópolis, 2004.

RAMACHANDRAN, V. S.; BEAUDOIN, J. J. (Ed.) **Handbook of analytical techniques in concrete science and technology**. New Jersey: Noyes. 2001. 964p.

REINHARDT, H. W., JOOSS, M. **Permeability and Diffusivity of Self-compacting Concrete as Function of Temperature**. Proceedings of the Third International RILEM Symposium. RILEM Proceedings PRO 33. Paris Cedex (France): RILEM Publications S.A.R.L., 2003.

RODRIGUES, P. P. F. **Parâmetros de dosagem do concreto ET-67**. 3ª. edição. Associação Brasileira de Cimento Portland, São Paulo, 1998.

ROGERS, T. H. **Marine corrosion**. London, s. ed., p. 293, 1967.

RONCERO, J. **Effect of superplasticizers on the behavior of concrete in the fresh and hardened states: Implications for high performance concretes.** 189.p. Tese – Escola Técnica Superior D'Enginyers de Camins, Universitat Politècnica de Catalunya, Catalunya, 2000.

SAKATA K.; AYANO T.; OGAWA A.. **Mixture Proportioning for Highly-Flowable Concrete Incorporating Limestone Powder.** Proceedings. Fifth International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete. ACI Proceedings. Milwaukee, Wisconsin. 1995.

SARIC-CORIC, M.; KHAYAT, K. H.; TAGNIT-HAMOU, A. **Performance characteristics of cement grouts made with various combinations of high-range water reducer and cellulose-based viscosity modifier.** Cement and Concrete Research 33 (2003) 1999–2008.

SCHUTTER, G., AUDENAERT, K., BOEL, V., VANDEWALLE, L., DUPONT, D., HEIRMAN, G., VANTOMME, J. and D'HEMRICOURT, J. **Transport Properties in Self-compacting Concrete and Relation with Durability: Overview of a Belgian Research Project.** Proceedings of the Third International RILEM Symposium RILEM Proceedings PRO 33. Paris Cedex (France): RILEM Publications S.A.R.L., 2003.

SHIGEKIYO, C. T.; YAMAMOTO, K.; FUKU, L. F. **Os alicerces da física.** 11^a. ed. reformulada. São Paulo: Editora Saraiva. 383 p. 1998.

SCHNEIDER, U.; PIASTA, W.G. **The behavior of concrete under Na₂SO₄ solution attack and sustained compression or bending.** Magazine of Concrete Research, v. 43, n. 157, p. 281-289, dec, 1991.

SCHRODER, F.; SMOLCZYK, H. G. **Carbonation and protection against steel corrosion.** In: Fifth Int. Symp. Chemistry of Cement. vol. 4, p. 188-198, Tokyo, 1968.

SILVEIRA, A. **A utilização de cinza de casca de arroz com vistas à durabilidade de concretos: estudo do ataque por sulfatos.** Dissertação (Mestrado). Curso de pós Graduação em engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1996.

TENÓRIO, J. J. L. **Desenvolvimento de argamassa através da utilização do resíduo do beneficiamento de chapas de granito (RBCG).** Monografia (TCC em Engenharia Civil) - Curso de Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2004.

TRAGARDH, J. **Microstructural features and related properties of selfcompacting.** Edição: A. Skarendhal; Petersson. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF-COMPACTING CONCRETE, 1st, 1999, Stockholm. Proceedings. France: RILEM Publications, 1999, p.175-185.

TUTIKIAN, B. F. **Método para dosagem de concretos auto-adensáveis.** Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia na modalidade Acadêmico. Porto Alegre, 2004.

UCHÔA, S. B. B. **Inibição de corrosão em concreto armado: eficiência e comportamento do sistema Tiouréia/Molibdato de Sódio.** Tese de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Química e Biotecnologia, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2007.

VÉNUAT, M.; ALEXANDRE, J. **De la carbonation du béton.** França, CERILM, publicação n° 195, 30 p., 1969.

WESTERHOLM, M.; LAGERBLAD, B. **Influence of fines from crushed aggregate on micro-mortar rheology.** Edição: O. Wallevik and I, Nielsson. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF-COMPACTING CONCRETE, 3st, 2003, Reykjavik. Proceedings. France: RILEM Publications, p.165-173, 2003.

WOLYNEC, S. **Técnicas Eletroquímicas em Corrosão.** São Paulo, EDUSP. 2003. 166p.

ZHU, Wenzhong; BARTOS, Peter J. M. **Permeation properties of self-compacting concrete.** Cement and Concrete Research 33 (2003) 921–926.