



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL,
ARQUITETURA E URBANISMO

AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE EM VIGAS DE CONCRETO
SOB DIFERENTES CONDIÇÕES DE CURA E CARREGAMENTO

Milton Paulino da Costa Junior

Campinas

2010

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

**AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE EM VIGAS DE CONCRETO SOB
DIFERENTES CONDIÇÕES DE CURA E CARREGAMENTO**

Milton Paulino da Costa Junior

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Gladis Camarini

Tese de Doutorado apresentada à Comissão de pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Doutor em Engenharia Civil, na área de concentração de Arquitetura e Construção.

Campinas, SP
2010

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

C823a	<p>Costa Junior, Milton Paulino da Avaliação da durabilidade em vigas de concreto sob diferentes condições de cura e carregamento / Milton Paulino da Costa Junior. --Campinas, SP: [s.n.], 2010.</p> <p>Orientador: Gladis Camarini. Tese de Doutorado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.</p> <p>1. Fissuras. 2. Cimento. 3. Durabilidade (Engenharia). 4. Microscopia. 5. Concreto. I. Camarini, Gladis. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.</p>
-------	--

Título em Inglês: Evaluation of durability in concrete beams under different curing conditions and loading

Palavras-chave em Inglês: Cracks, Cement, Durability (Engineering), Microscopy, Concrete

Área de concentração: Arquitetura e Construção

Título: Doutor em Engenharia Civil

Banca examinadora: Moema Ribas Silva, Luiz Roberto Prudêncio Junior, Ana Elisabete

Paganelli Guimaraes de Avila Jacintho, Armando Lopes Moreno Junior

Data da defesa: 15/12/2010

Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO**


**AVALIAÇÃO DA DURABILIDADE EM VIGAS DE CONCRETO SOB
DIFERENTES CONDIÇÕES DE CURA E CARREGAMENTO**

Milton Paulino da Costa Junior

Tese de Doutorado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



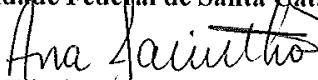
**Prof.^a. Dr.^a. Gladis Camarini
Presidente e Orientadora/ Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP**



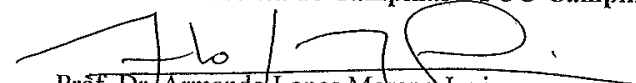
**Prof.^a. Dr.^a. Moema Ribas Silva
Universidade de Brasília – UNB**



**Prof. Dr. Luiz Roberto Prudêncio Junior
Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC**



**Prof.^a. Dr.^a. Ana Elizabeth Paganelli Guimarães de Ávila Jacintho
Pontifícia Universidade Católica de Campinas – PUC-Campinas**



**Prof. Dr. Armando Lopes Moreno Junior
Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP**

Campinas, 15 de dezembro de 2010

Dedico este trabalho a minha mãe (*in memoriam*).

Agradecimentos

Meus agradecimentos começam muito antes do início do doutorado, mas precisamente em 2005, no IBRACON, quando conheci a professora Gladis Camarini e iniciamos nossa jornada para o ingresso no doutorado. Nesse sentido, quero iniciar meus agradecimentos a ela, que esteve comigo, com seu apoio técnico e emocional até o final do doutorado, me orientando e mostrando que o crescimento é fruto de muito trabalho e dedicação.

Aos técnicos de laboratório de Estruturas e Construção Civil da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp, Ademir, Marcelo, Rodolfo, Luciano, Marçal e Fábio que me apoiaram desde o início do trabalho até a realização dos ensaios.

Aos professores, funcionários da Unicamp que direta ou indiretamente me ajudaram e me apoiaram neste trabalho. Em especial a professora Vanessa Gomes da Silva que me apoiou principalmente no início do doutorado.

Ao Laboratório Nacional de Luz Síncrotron, por ter possibilitado a realização dos ensaios de microestrutura.

A CAPES pela bolsa de doutorado.

Aos amigos que fiz nesse período, Letícia, Sandra (corpo), Clarinda (mãe da Elis), Izabel, Lílian, Fernandas e especialmente a Elisangela Coelho (Elis), que sempre esteve comigo, com sua amizade sincera e verdadeira.

Aos amigos do mestrado, que sempre estiveram comigo, mesmo de longe, Antonina, Geórgia, Rosane (Kátea), Luiz, Marcos, e especialmente a Sayonara, que entrou junto comigo no doutorado e que tem dividido os momentos bons e ruins de um trabalho como esse.

Aos amigos mais antigos ainda, de Belém (PA), que mesmo muito longe, sempre estão comigo, Marcelo Dias, Luciara (preta) e família, Tadeu, Neto, Celso, Darlington, Patrícia, Zé, Andréia e muitos outros que mesmo não sendo citados aqui sabem o quanto são queridos.

Aos colegas de trabalho, em especial ao Carlos Fernando Feu, que sempre confiou no meu trabalho e me ensinou que é possível conciliar a prática com a teoria, ou seja, o mundo corporativo com o acadêmico.

A minha irmã, cunhado e meus sobrinhos (tio Nuno e camarada) que são minha família hoje e sempre.

Aos meus tios, primos de Vitória (ES) e Belém (PA) que também fazem parte da minha família, especialmente ao meu tio Aldemir (*in memoriam*).

A minha segunda família hoje, Espedito, Clarinda, Alexandre, Márcio e Kely, que de uma forma muito especial me adotaram.

Ao Marcelo (pitiú) que está comigo em todos os momentos, me apoiando, com sua paciência, até nos períodos em que eu estava mais mergulhado na tese.

Aos meus pais, que se estivessem vivos hoje estariam orgulhosos de mim.

A todos que não foram citados, mas que de alguma maneira me ajudaram neste trabalho.

A Deus, único e soberano em minha vida. Sem Ele não teria chegado até aqui.

“Era uma vida cheia de altos e baixos, como a de todo mundo. Liam-se as manchetes sem tanta preocupação com a notícia em si. Opiniões eram formadas e discutidas. Novidades vindas de todos os lugares. Muito conteúdo e pouco conhecimento. Começa um processo seletivo para se chegar a uma prioridade. Em meio a tudo isso o tempo passou e com ele fortes emoções. A vida acordou na sua cor real. Ilusões foram postas de lado para serem usadas apenas no intervalo de cada responsabilidade imposta. Era janeiro, maio, novembro de um ano qualquer. Não fazia mais diferença alguma entender o processo da vida. Quando se está decidido a crescer passamos a criar nossos próprios mecanismos. Como é difícil qualquer tipo de movimento quando o que nos é essencial deixa de existir. Lição que não se decora, aprende. A melhor hora para mudança é quando não precisamos mudar. É preciso abandonar a nossa zona de conforto para redescobrir quem realmente somos. As conquistas tomam novas direções. A escolha é inevitável. Dia de sol iluminando uma estrada por onde ninguém passa. Estão lá, os dois, a estrada e o sol, resignados a não esperar por mais nada. Uma caixa com quebra-cabeça. Uma rua com quebra-molas, enquanto a gente faz de tudo para continuar inteiro. Ainda bem que o “agora” existe a todo momento, porque é nele que encontramos o ponto do nosso poder. As coisas só adquirem valor quando prestamos atenção nelas ou na falta delas. Assim é com tudo e todos, no decorrer de nossa vida. Chegamos até aqui cheios de finalidades. Uns vão continuar o que começaram, enquanto outros vão acabar o que começaram. O importante é que todos estarão fazendo o seu papel. Procure entender o sentido da frase como um todo e não cada palavra em si. Somos exatamente aquilo que pensamos e nos revelamos através do que dizemos. Receber uma visita não é a mesma coisa do que encontrar um amigo. Pelo menos isso nunca vai mudar. Algumas certezas nos tornam eternos.”

Marcelo Dias.

RESUMO

COSTA JUNIOR, Milton Paulino da. **Avaliação da durabilidade em vigas de concreto sob diferentes condições de cura e carregamento**. Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 2010. 228p. Tese (Doutorado). Departamento de Arquitetura e Construção, UNICAMP, 2010.

A preocupação com a durabilidade do concreto é crescente no Brasil, devido à grande quantidade de estruturas com sinais avançados de deterioração. Aliadas a essa questão têm-se a importância da cura no desempenho do material e as fissuras que podem surgir ao longo de sua vida útil. O objetivo principal deste trabalho foi avaliar a influência da abertura de fissuras induzidas por carregamento e do tipo de cura na durabilidade (profundidade de carbonatação e penetração de cloretos) e microestrutura no concreto. Corpos-de-prova prismáticos de concreto foram produzidos com cimento de alto-forno e submetidos a dois tipos de cura (cura úmida por 7 dias e cura ao ar). Após a cura, os corpos-de-prova ficaram expostos em ambiente externo por 28 dias. Aos 28 dias os corpos-de-prova foram submetidos a duas situações de carregamento e a uma sem carregamento e expostos ao meio ambiente natural e à névoa salina artificial. Nas idades de 6, 12, 18 e 24 meses foram realizados ensaios de profundidade de carbonatação, de penetração de cloretos e análises microestruturais (MEV e EDS). Os resultados obtidos indicaram que aos 24 meses de idade a abertura de fissura aumentou a profundidade de carbonatação nos concretos submetidos à cura ao ar. A cura influenciou nos resultados de profundidade de carbonatação e de penetração de cloretos, com maiores profundidades em concretos submetidos à cura ao ar (a partir dos 18 meses de idade). Quanto à microestrutura, aos 24 meses observaram-se, nos concretos com fissuras induzidas por carregamento, morfologias de produtos de deterioração diferentes dos observados nos concretos sem fissuras (microorganismos), o que pode influenciar no desempenho do material. Os concretos submetidos à cura ao ar apresentaram maior quantidade de produtos de deterioração, independente do tipo de carregamento adotado. Com base nos resultados obtidos, observa-se que os cuidados iniciais com a cura úmida são fundamentais para a durabilidade do concreto, assim como os cuidados para evitar fissuras acima dos valores estabelecidos por norma, uma vez que elas podem influenciar na profundidade de carbonatação, penetração de cloretos e microestrutura ao longo do tempo.

Palavras-Chave: Concreto, durabilidade, fissuras, carbonatação, cloretos, cimento Portland de alto-forno, microscopia.

ABSTRACT

COSTA JUNIOR, Milton Paulino da. **Evaluation of durability in concrete beams under different curing conditions and loading**. Campinas, Faculty of Civil engineering, Architecture and Urban Design, 2010. 228p. Tese (Doutorado). Departamento de Arquitetura e Construção, UNICAMP, 2010.

The concern about concrete durability is growing in Brazil, due to a large amount of structures with advanced signs of deterioration. Beyond these questions, the curing is an important factor on the material performance in reference to penetration of aggressive ions into the concrete (carbon dioxide and chloride) and cracks that may arise in its service life. The aim of this work is to evaluate the influence of cracking width and curing on the concrete durability (depth of carbonation and chloride penetration) induced by loading, in external environment and salt spraying. Prismatic specimens were produced with blast furnace cement and exposed to the natural environment for 28 days. After 28 days these specimens were subjected to two types of curing (moist curing for 7 days and air-curing), two types of loading, without loading and exposed to the natural environment and artificial salt spray. At ages 6, 12, 18 and 24 months the carbonation depth, chloride ions penetration and microstructure were investigated. It was observed that the crack width influenced in the depth of carbonation (at 24 months old and concrete specimens subjected to air-curing). The curing influences the results of carbonation depth and chloride penetration, with greater depths in specimens subjected to air-curing (from 18 months old). As for the microstructure, at 24 months it was observed that in the prismatic specimen with cracks induced by loading, morphologies of different deterioration products from those observed in the prismatic specimen without crack (microorganisms), which can influence the material performance. In concrete specimens subjected to air-curing it was observed a largest amount of products of deterioration, independent of the applied load. Based on the obtained results it was observed that the initial treatments with moist curing and avoid the crack width higher than standards recommendations are the keys to the concrete durability, since they can influence the depth of carbonation and chloride penetration along the time.

Keywords: Durability, crack, carbonation, chloride, blast furnace cement, Microscopy.

Sumário	Páginas
Lista de Figuras	xv
Lista de Quadros	xxi
Lista de Tabelas	xxiii
Lista de siglas e abreviaturas	xxiv
Resumo	viii
Abstract	ix
1 Introdução	1
1.1 Objetivo	2
1.1 Objetivo geral.....	2
1.2 Objetivos específicos.....	2
1.2 Justificativa	3
1.3 Delimitação do tema.....	6
1.4 Metodologia	8
1.5 Estrutura do trabalho.....	9
2 Cimento Portland de alto-forno	11
2.1 Escória de alto-forno.....	11
2.1.1 Produção da escória de alto-forno	12
2.1.2 Características químicas da escória de alto-forno.....	13
2.1.3 Reatividade da escória de alto-forno.....	14
2.1.4 Ativação e hidratação da escória de alto-forno.....	15
2.1.5 Microestrutura de escória de alto-forno.....	21
2.2 Cimento Portland de alto-forno.....	21
2.2.1 Influência da escória de alto-forno no cimento frente à durabilidade do concreto.....	23
2.2.2 A influência da cura em concretos com cimento Portland de alto-forno.....	25
2.2.3 Comportamento do concreto com cimento Portland de alto-forno quanto às suas propriedades físicas e mecânicas.....	26
2.2.3.1 Propriedades Mecânicas.....	26
2.2.3.2 Propriedades Físicas.....	26

3 Deterioração do concreto por carbonatação e penetração de íons cloreto	29
3.1 Introdução.....	29
3.2 Aspectos climáticos relacionados à durabilidade.....	30
3.3 A ação de agentes agressivos no concreto.....	33
3.3.1 A ação da carbonatação em estruturas de concreto.....	34
3.3.2 A ação de íons cloreto em estruturas de concreto.....	38
3.4 Cura e sua influência na durabilidade do concreto.....	42
3.5 Cobrimento do concreto.....	47
3.6 Durabilidade do concreto do ponto de vista microestrutural.....	50
3.6.1 Microestrutura da pasta hidratada.....	51
3.6.1.1 Silicato de cálcio hidratado (C-S-H).....	51
3.6.1.2 Hidróxido de cálcio [Ca(OH) ₂].....	52
3.6.1.3 Sulfoaluminatos de cálcio.....	53
3.6.1.4 Grãos de clínquer sem hidratar.....	54
3.6.2 A durabilidade do concreto e sua Microestrutura.....	55
3.6.2.1 Cloroaluminato de cálcio hidratado ou sal de Friedel.....	56
3.6.2.2 Carbonato de cálcio (CaCO ₃).....	59
3.6.2.3 C-S-H carbonatado.....	61
3.6.2.4 Microfissuras.....	61
4 Fissuras e microfissuras no concreto e sua durabilidade	63
4.1 Fissura e microfissura no concreto.....	64
4.2 Parâmetros relacionados a fissuras e microfissuras no concreto.....	65
4.2.1 Parâmetros relacionados à durabilidade.....	65
4.2.2 Parâmetros relacionados ao estudo e observação das microfissuras e fissuras.....	67
4.3 A ação de carregamentos e fissuras no concreto.....	68
4.3.1 Influência de fissuras e microfissuras induzidas por ações externas na durabilidade do concreto.....	71
4.3.2 Influência de fissuras e microfissuras induzidas por carregamento na durabilidade do concreto com escória de alto-forno.....	76

5 Programa experimental	79
5.1 Caracterização dos materiais.....	79
5.1.1 Cimento Portland.....	79
5.1.2 Agregados.....	81
5.1.3 Aditivo.....	81
5.1.4 Aço	83
5.2 Misturas experimentais.....	83
5.3 Moldagem, cura e ensaios dos corpos-de-prova cilíndricos.....	84
5.4 Moldagem, cura e ensaios dos corpos-de-prova prismáticos.....	87
5.4.1 Cura dos corpos-de-prova prismáticos.....	91
5.4.2 Esquema de carregamento dos corpos-de-prova prismáticos.....	92
5.4.2.1 Sem Carregamento (SC).....	94
5.4.2.2 Carregamento Central de Curta Duração (CCCD).....	94
5.4.2.3 Carregamento Central Permanente	96
5.5 Exposição em ambiente natural e sob névoa salina.....	101
5.6 Avaliação da profundidade de carbonatação e da penetração de cloretos.....	101
5.7 Avaliação ao microscópio eletrônico de varredura.....	104
5.8 Análise estatística dos resultados.....	105
6 Apresentação e discussão dos resultados	109
6.1 Dados climáticos da cidade de Campinas.....	109
6.2 Propriedades mecânicas e físicas do concreto.....	113
6.2.1 Resistência à compressão axial.....	113
6.2.2 Módulo de elasticidade.....	115
6.2.3 Absorção por capilaridade.....	116
6.3 Mapeamento das fissuras nos concretos sob carregamento.....	118
6.3.1 Resultados dos corpos-de-prova prismáticos com 6 meses de idade.....	119
6.3.2 Resultados dos corpos-de-prova prismáticos com 12 meses de idade.....	120
6.3.3 Resultados dos corpos-de-prova prismáticos com 18 meses de idade.....	122
6.3.4 Resultados dos corpos-de-prova prismáticos com 24 meses de idade.....	124
6.4 Profundidade de carbonatação.....	126

6.4.1 Concreto sem carregamento (SC).....	126
6.4.2 Concreto com carregamento central de curta duração (CCCD).....	129
6.4.3 Concreto com carregamento central permanente (CCP).....	131
6.4.4 Análise geral da profundidade de carbonatação.....	135
6.5 Profundidade de penetração de cloretos.....	141
6.5.1 Sem carregamento (SC).....	141
6.5.2 Carregamento central de curta duração (CCCD).....	143
6.5.3 Carregamento central permanente (CCP).....	146
6.5.4 Análise geral dos resultados de penetração de cloretos.....	149
6.6 Avaliação da microestrutura.....	153
6.6.1 Resultados aos 6 meses de idade.....	154
6.6.1.1 Sem carregamento (SC).....	154
6.6.1.2 Carregamento central permanente (CCP).....	156
6.6.1.3 Comparação entre as situações de carregamento	157
6.6.2 Resultados aos 12 meses de idade.....	158
6.6.2.1 Sem carregamento (SC).....	158
6.6.2.2 Carregamento central de curta duração (CCCD).....	160
6.6.2.3 Carregamento central permanente (CCP).....	160
6.6.2.4 Comparação entre as situações de carregamento	162
6.6.3 Resultados aos 18 meses de idade.....	164
6.6.3.1 Sem carregamento (SC).....	164
6.6.3.2 Carregamento central de curta duração (CCCD).....	165
6.6.3.3 Carregamento central permanente (CCP).....	166
6.6.3.4 Comparação entre as situações de carregamento	169
6.6.4 Resultados aos 24 meses de idade.....	170
6.6.4.1 Sem carregamento (SC).....	170
6.6.4.2 Carregamento central de curta duração (CCCD).....	172
6.6.4.3 Carregamento central permanente (CCP).....	174
6.6.4.4 Comparação entre as situações de carregamento	177

7 Conclusões	183
7.1 Influência do ambiente externo.....	183
7.2 Carregamento realizado nos corpos-de-prova prismáticos.....	184
7.3 Avaliação dos concretos estudados quanto às propriedades físicas e mecânicas	184
7.4 Profundidade de carbonatação.....	185
7.5 Penetração de cloretos.....	187
7.6 Microestruturas.....	188
7.7 Considerações finais.....	189
7.8 Sugestões para o prosseguimento da pesquisa.....	191
Referências	193
Apêndices	211
Apêndice A Cálculo do consumo de cimento para a relação água/cimento = 0,42	210
Apêndice B Resultados estatísticos de resistência à compressão axial	216
Apêndice C Resultados estatísticos de profundidade de carbonatação para as situações de carregamento e cura	217
Apêndice D Resultados estatísticos de penetração de cloretos para as situações de carregamento e cura	223

Lista de Figuras	Páginas
Figura 1.1 Possíveis cargas atuando na estrutura (EMMONS et al, 1994)	5
Figura 2.1 Fatores que influenciam a reatividade da escória (CHEN; BROUWERS, 2007)	15
Figura 2.2 Curvas calorimétricas representativas da hidratação da escória de alto-forno com uso de ativadores (SHI; DAY, 1995)	17
Figura 2.3 Taxa de liberação do calor do cimento Portland (P) e da escória (S) (SCHUTTER, 1999)	19
Figura 2.4 Esquema mostrando os primeiros estágios da hidratação da escória com a reação na pasta de cimento (GLASSER, 1989)	20
Figura 2.5 Difratograma de raios-X de uma escória granulada de alto-forno (SILVA, 2007)	22
Figura 2.6 Microscopia eletrônica de varredura (GAO et al, 2005; SILVA, 2007)	22
Figura 2.7 DRX de uma pasta com escória de alto-forno e cimento Portland (GAO et al, 2005)	22
Figura 3.1 Zonas de agressividade às estruturas de concreto (DURACRETE adaptado por LIMA, 2005)	32
Figura 3.2 Deterioração do concreto: fases de Iniciação e Propagação (ROSTAM, 1996)	33
Figura 3.3 Representação esquemática de carbonatação (CASCUDO, 1997)	35
Figura 3.4 Variação do teor crítico de cloretos em função da carbonatação do concreto e da umidade relativa (CASCUDO, 1997)	39
Figura 3.5 Pilha de corrosão em concreto armado com o ânodo e cátodo em barras distintas (FORTES; ANDRADE, 1995)	42
Figura 3.6 Velocidade de evaporação da água do concreto (ACI 305:1975 citado por CÁNOVAS, 1988)	43
Figura 3.7 Influência do tipo de cimento e da cura na permeabilidade do concreto (CEB citado por CASTRO, 2003)	46
Figura 3.8 Esquema da interação do concreto com o meio ambiente e da proteção da armadura (DEWAR; ANDERSON, 1992; ALEXANDER et al, 2001)	48
Figura 3.9 Relação do cobrimento da armadura em função da agressividade ambiental (BS 8110 citado por ILLSTON, 1994)	49
Figura 3.10 Morfologias do C-S-H (BAROGHUEL-BOUNY, 1994; STUTZMAN, 2001; CASTRO et al, 2005)	52
Figura 3.11 Morfologias do CaOH ₂ (BAROGHUEL-BOUNY, 1994; CASTRO, 2003)	53

Figura 3.12 Micrografias de monossulfoaluminato (CAMARINI, 1995)	53
Figura 3.13 Morfologia dos Grãos de clínquer sem hidratar, mostrando os vários tamanhos das partículas (SCRIVENER, 1989)	54
Figura 3.14 Micrografia da pasta de cimento hidratada (PEREIRA, 2005)	54
Figura 3.15 Formação dos vários produtos de hidratação ao longo do tempo (MAEKAWA et al, 1999)	55
Figura 3.16 Morfologia típica do sal de Friedel (F) (FERREIRA JUNIOR, 2003)	57
Figura 3.17 Imagens e espectro de cloroaluminato de cálcio no interior de poros (TELES, 2010)	57
Figura 3.18 Amostras de concreto expostas em névoa salina (REGOURD et al, 1980)	58
Figura 3.19 Morfologia de cristais de CaCO_3 em forma de escamas (SARKAR et al, 2001)	59
Figura 3.20 Micrografias do concreto sob carbonatação acelerada (câmara de carbonatação) (SILVA, 2007)	60
Figura 3.21 Micrografias de concreto submetidas à ação de CO_2 em dois períodos de exposição (SILVA et al, 2006)	60
Figura 3.22 Micrografia do C-S-H carbonatado e sua microanálise (CASTRO 2003)	61
Figura 3.23 Microscopia eletrônica de varredura em uma amostra de concreto: a) sem nenhuma ação externa prejudicial; b) sob a ação de carregamento (SOROUSHIAN e ELZAFRANEY; 2004)	62
Figura 4.1 Esquema mostrando os tipos de microfissuras no concreto (LIM et al, 2000)	65
Figura 4.2 Escalas percorridas pelos diferentes métodos de observação das fissuras (RINGOT, BASCOUL; 2001)	67
Figura 4.3 Comportamento típico do concreto submetido à compressão axial (MEHTA; MONTEIRO, 1994)	69
Figura 4.4 Trajetórias das tensões principais (Viga não fissurada) (SILVA; MELO, 2005)	70
Figura 4.5 Aparecimento das primeiras fissuras (SILVA; MELO, 2005)	70
Figura 4.6 Fissuras de flexão e fissuras de cisalhamento pouco antes da ruptura (SILVA; MELO, 2005)	71
Figura 4.7 Ação de íons agressivos no concreto fissurado (WIN et al, 2004)	71
Figura 4.8 Penetração de cloretos na superfície e entre as fissuras (ISMAIL et al, 2006)	72
Figura 4.9 Carbonatação no interior da fissura (CEB/BI 152 citado por	73

FIGUEREDO, 2005)

Figura 4.10 Mapeamento das fissuras das vigas (cobrimento de 40 mm) (VIDAL et al, 2004)	75
Figura 4.11 Análise de teor de cloreto e corrosão em zona comprimida e tracionada do concreto (VIDAL et al, 2007)	76
Figura 5.1 Fluxograma do programa experimental realizado neste trabalho	80
Figura 5.2 Distribuição granulométrica do agregado miúdo	82
Figura 5.3 Distribuição granulométrica do agregado graúdo	82
Figura 5.4 Moldagem dos corpos-de-prova cilíndricos, utilizando mesa vibratória	85
Figura 5.5 Cura de corpos-de-prova em tanque com água saturada de cal, durante 28 dias	86
Figura 5.6 Etapas do ensaio de módulo de elasticidade	87
Figura 5.7 Etapas do ensaio de absorção por capilaridade	88
Figura 5.8 Esquema de dimensões dos corpos-de-prova prismáticos	89
Figura 5.9 Etapas da moldagem dos corpos-de-prova prismáticos	90
Figura 5.10 Corpos-de-prova prontos para serem cobertos com lona plástica até a desforma	90
Figura 5.11 Corpos-de-prova prismáticos expostos no ambiente	91
Figura 5.12 Ensaio no corpo-de-prova prismático piloto	93
Figura 5.13 Medida da abertura de fissura no corpo-de-prova prismático com fissurômetro	94
Figura 5.14 Aplicação do carregamento central de curta duração no corpo-de-prova prismático	95
Figura 5.15 Aberturas de fissuras nos prismas sob carregamento central de curta duração	95
Figura 5.16 Carregamento central permanente (CCP) nos prismas	96
Figura 5.17 Ensaio na barra rosqueada	97
Figura 5.18 Aplicação do torque para carregamento dos corpos-de-prova prismáticos	97
Figura 5.19 Esquema do carregamento central permanente (CCP)	99
Figura 5.20 Fissura nos corpos-de-prova prismáticos após a aplicação do torque	100
Figura 5.21 Corpos-de-prova prismáticos, expostos ao ambiente externo	101
Figura 5.22 Esquema do corte dos corpos-de-prova prismáticos, mostrando parte do corpo-de-prova cortado e rompido	102
Figura 5.23 Corpo-de-prova com solução de fenolftaleína, pronto para a leitura	103

de profundidade de carbonatação	
Figura 5.24 Corpo-de-prova com solução de nitrato de prata, pronto para a leitura de profundidade de penetração de cloretos	104
Figura 5.25 Local onde era retirada a amostra para ensaios de microestrutura	104
Figura 6.1 – Temperaturas: Médias mensais: máxima, mínima e média na região de Campinas em 2008 e 2009 (AGRITEMPO, 2010)	110
Figura 6.2 – Médias mensais: máxima, mínima e média de umidade relativa na região de Campinas, medidos nos anos de 2008 e 2009 (AGRITEMPO, 2010)	111
Figura 6.3 – Resultados de precipitação (médias mensais) na região de Campinas, medidos no ano de 2008 e 2009 (AGRITEMPO, 2010)	112
Figura 6.4 – Resultados de resistência à compressão axial dos corpos-de-prova, com suas respectivas variabilidades, aos 28 dias	114
Figura 6.5 – Resultados de módulo de elasticidade, com suas respectivas variabilidades, aos 28 dias	116
Figura 6.6 – Resultados de absorção por capilaridade aos 28 dias	117
Figura 6.7 – Mapeamento das fissuras nos concretos com cura úmida (7 dias) que ficaram sob carregamento central permanente por 6 meses (M6umCCP)	119
Figura 6.8 – Mapeamento das fissuras nos concretos curados ao ar que ficaram sob carregamento central permanente por 6 meses (M6aCCP)	119
Figura 6.9 – Mapeamento das fissuras nos concretos com cura úmida (7 dias) que ficaram sob carregamento central permanente por 12 meses (M12umCCP)	120
Figura 6.10 – Mapeamento das fissuras nos concretos com cura ao ar que ficaram sob carregamento central permanente por 12 meses (M12arCCP)	121
Figura 6.11 – Mapeamento das fissuras nos concretos com cura úmida (7 dias) que ficaram sob carregamento central permanente por 18 meses (M18umCCP)	122
Figura 6.12 – Mapeamento das fissuras nos concretos com cura ao ar que ficaram sob carregamento central permanente por 18 meses (M18arCCP)	123
Figura 6.13 – Mapeamento das fissuras nos concretos com cura ao ar que ficaram sob carregamento central permanente por 24 meses (M24arCCP)	124
Figura 6.14 – Mapeamento das fissuras nos concretos com cura úmida (7 dias) que ficaram sob carregamento central permanente por 24 meses (M24umCCP)	125
Figura 6.15 – Resultados de profundidade de carbonatação dos concretos sem carregamento (SC)	127
Figura 6.16 – Ensaio de profundidade de carbonatação aos 18 meses de idade	129
Figura 6.17 – Resultados de profundidade de carbonatação dos concretos M6arCCCD a M24umCCCD, submetidos ao carregamento central de curta duração (CCCD)	130

Figura 6.18 – Ensaio de carbonatação	132
Figura 6.19 – Resultados de profundidade de carbonatação dos concretos submetidos ao carregamento central permanente (CCP)	133
Figura 6.20 – Resultados de profundidade de penetração de cloretos dos concretos sem carregamento (SC)	143
Figura 6.21 – Resultados de profundidade de penetração de cloretos dos concretos sob carregamento central de curta duração (CCCD)	144
Figura 6.22 – Ensaio de penetração de cloretos, com a aspersão de solução de nitrato de prata	146
Figura 6.23 – Resultados de profundidade de penetração de cloretos dos concretos sob carregamento central permanente (CCP)	147
Figura 6.24 – Forma de retirada da amostra de concreto	153
Figura 6.25 – Concreto submetido à cura úmida sem carregamento	154
Figura 6.26 – EDS em três pontos da amostra SC, submetida à cura úmida, apresentada na Figura 6.25a	155
Figura 6.27 – Concreto submetido à cura úmida por 7 dias e carregamento central permanente	156
Figura 6.28 – Microanálise EDS em três pontos do concreto sob carregamento central permanente (CCP)	157
Figura 6.29 – Concretos submetidos à cura úmida por 7 dias: a) concreto sem carregamento (SC); b) concreto sob carregamento central permanente (CCP)	157
Figura 6.30 – Amostra de concreto sem carregamento, em cura ao ar	158
Figura 6.31 – Amostra de concreto sem carregamento, em cura úmida	159
Figura 6.32 – Amostras de concreto sob carregamento de central de curta duração, em cura úmida	160
Figura 6.33 – Micrografia e microanálise do concreto sob carregamento central permanente, em cura ao ar	161
Figura 6.34 – Micrografias do concreto em cura úmida por 7 dias: a) SC; b) CCCD	162
Figura 6.35 – Micrografia do concreto em cura ao ar: a) CCP, b) CCP e c) SC	163
Figura 6.36 – Micrografias e microanálises das amostras de concreto sem carregamento, sob cura úmida e cura ao ar	164
Figura 6.37 – Micrografias e microanálises do concreto com carregamento central de curta duração, sob cura úmida por 7 dias	165
Figura 6.38 – Micrografias e microanálises das amostras de concreto com carregamento central permanente, sob cura úmida por 7 dias	167
Figura 6.39 – Micrografia e microanálise de amostra do concreto com CCP, sob	168

cura ao ar

Figura 6.40 – Micrografia e microanálise do concreto com carregamento central permanente, sob cura ao ar	169
Figura 6.41 – Micrografias dos concretos submetidos à cura úmida por 7 dias e sob a ação dos carregamento: a) SC; b) CCCD; c) CCP	169
Figura 6.42 – Micrografias e microanálises das amostras de concreto sem carregamento, sob cura úmida	171
Figura 6.43 – Micrografias e microanálises das amostras de concreto sem carregamento, sob cura ao ar	172
Figura 6.44 – Micrografias e microanálises das amostras de concretos submetidos ao carregamento central de curta duração, sob cura úmida por 7 dias	173
Figura 6.45 – Micrografias e microanálises das amostras de concreto com carregamento central de curta duração, sob cura ao ar.	174
Figura 6.46 – Micrografias e microanálises dos concretos com carregamento central permanente, submetidos à cura úmida por 7 dias	175
Figura 6.47 – Micrografias e microanálises dos concretos com carregamento central permanente, sob cura ao ar	176
Figura 6.48 – Micrografias dos concretos que permaneceram em cura úmida por 7 dias: a) SC; b) CCCD	177
Figura 6.49 – Micrografias dos concretos submetidos à cura úmida por 7 dias: a) SC; b) CCCD; c) CCP	178
Figura 6.50 – Micrografias de amostras de concreto submetido à cura úmida por 7 dias: a) SC; b) CCCD; c) CCP	179
Figura 6.51 – Micrografias de amostras de concreto submetido à cura ao ar: a) SC; b) CCCD; c) CCP	180
Figura 1.1 Possíveis cargas atuando na estrutura (EMMONS et al, 1994)	

Lista de Quadros

Páginas

Quadro 2.1 – Consumo de Ferro gusa para produção de aço e geração de resíduo e co-produtos (RELATÓRIO DE SUSTENTABILIDADE 2007, 2007; 2008, 2008; 2009, 2009)	11
Quadro 2.2 – Composição química típica das escórias de alto-forno e do cimento Portland (CIVIL & MARINE, 2001)	14
Quadro 2.3 – Produtos da reação de hidratação da escória granulada de alto-forno com diferentes tipos de ativadores (GLASSER, 1989; JOHN, 1995).	16
Quadro 3.1 – Classes de agressividades ambiental (NBR 6118, 2003)	31
Quadro 3.2 - Classificação dos ambientes em função da concentração de CO ₂ (NEVILLE, 1997)	32
Quadro 3.3 – Classificação dos concretos com base nos coeficientes de carbonatação K (HELENE, 1993)	38
Quadro 3.4 - Teor máximo de íons cloreto para proteção de armaduras do concreto (NBR 12655, 2006)	40
Quadro 3.5 - Períodos mínimos de cura recomendados para concretos de cimento Portland (THOMAZ, 2005)	44
Quadro 3.6 – Recomendações de cobrimento de instituições no mundo (ACI 224.1R, 1998; ACI 301, 2000; EUROCODE 2, 1997; NBR 6118,2007))	50
Quadro 3.7 – Compostos hidratados do cimento Portland expostos em água potável e em água do mar (REGOURD et al, 1980)	58
Quadro 4.1 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental (NBR 6118, 2007)	66
Quadro 4.2 - Parâmetros de tamanhos típicos de fissuras e microfissuras no concreto (FREDERIKSEN citado por HEARN; FIGG, 2001)	66
Quadro 5.1 – Caracterização física do cimento Portland de alto forno (CP III – 40 – RS)	81
Quadro 5.2 - Propriedades físicas dos agregados miúdo e graúdo	81
Quadro 5.3 - Características do aditivo utilizado	83
Quadro 5.4 – Especificação do aço utilizado no trabalho experimental	83
Quadro 5.5 – Especificação dos materiais utilizados no trabalho experimental	84
Quadro 5.6 – Série de corpos-de-prova cilíndricos	85
Quadro 5.7 – Série de corpos-de-prova prismáticos produzidos	92
Quadro 5.8 – Amostras de cada série de moldagem, nas diferentes condições de carregamento, tipo de cura e data de ensaios de durabilidade e microestrutural	98

Quadro 6.1 – Comparação entre os resultados de resistência à compressão axial	115
Quadro 6.2 – Comparação entre os resultados de profundidade de carbonatação (Prof.Carbon.) dos concretos sem carregamento (SC)	128
Quadro 6.3 – Comparação entre os resultados de profundidade de carbonatação (Prof.Carbon.) dos concretos submetidos ao carregamento central de curta duração (CCCD)	131
Quadro 6.4 – Comparação entre os resultados de profundidade de carbonatação dos concretos submetidos ao carregamento central permanente (CCP)	134
Quadro 6.5 – Comparação entre os resultados de profundidade de carbonatação dos corpos-de-prova submetidos aos tipos de carregamento (CCP e CCCD) e sem carregamento (SC)	138
Quadro 6.6 – Comparações de profundidade de carbonatação dos corpos-de-prova prismáticos com os diferentes tipos de carregamentos utilizados neste trabalho, nas idades de 6 e 24 meses	140
Quadro 6.7 – Comparações entre os resultados de penetração de cloretos para aos concretos sem carregamento com cura úmida e cura ao ar, nas diferentes idades de ensaio	142
Quadro 6.8 – Comparações entre os resultados de penetração de cloretos para os concretos sob carregamento de curta duração, com cura úmida e cura ao ar, nas diferentes idades de ensaio	145
Quadro 6.9 – Comparações dos resultados de penetração de cloretos para os corpos-de-prova prismáticos sob carregamento central permanente com cura úmida e cura ao ar, nas diferentes idades de ensaio	148
Quadro 6.10 – Comparação entre os resultados de penetração de cloretos para os concretos submetidos aos tipos de carregamento CCP e CCCD e sem carregamento (SC)	150
Quadro 6.11 – Comparações de penetração de cloretos dos concretos com os diferentes tipos de carregamentos utilizados nesse trabalho, nas idades de 6 e 24 meses	152

Lista de Tabelas	Páginas
Tabela 6.1 – Valores de temperatura e umidade relativa do ar média, máxima e mínima e precipitação do ano de 2008 (AGRITEMPO, 2010)	109
Tabela 6.2 – Valores de temperatura e umidade relativa do ar média, máxima e mínima e precipitação do ano de 2009 (AGRITEMPO, 2009)	110
Tabela 6.3 – Resultados de resistência à compressão axial do concreto das moldagens realizadas (corpo-de-prova cilíndricos)	113
Tabela 6.4: Resultados de módulo de elasticidade das moldagens realizadas	116
Tabela 6.5 – Resultado de absorção por capilaridade e altura de ascensão capilar das moldagens M24ar e M6 ar	117
Tabela 6.6: Resultado por profundidade de carbonatação dos concretos M6arSC a M24umSC (Sem Carregamento)	126
Tabela 6.7 – Resultado da profundidade de carbonatação dos concretos M6arCCCD a M24umCCCD sob carregamento central de curta duração	129
Tabela 6.8 – Resultados da profundidade de carbonatação dos concretos sob carregamento central permanente (CCP)	132
Tabela 6.9 - Resultado de K dos corpos-de-prova, nas diferentes situações de carregamentos e cura	141
Tabela 6.10 - Resultados de profundidade de penetração de cloretos nos concretos sem carregamento	142
Tabela 6.11 - Resultados de penetração de cloretos dos concretos sob carregamento central de curta duração	144
	146
Tabela 6.12 – Resultados de profundidade penetração de cloretos nos concretos sob carregamento central permanente	

Lista de siglas, símbolos e abreviaturas

a/c	Relação água/cimento
ACI	American Concrete Institute
AFm	Sulfoaluminato de cálcio (rico em S)
AFt	Sulfoaluminato de cálcio hidratado (pobre em S)
Al	Alumínio
Al ₂ O ₃	Alumina ou óxido de alumínio
AlO ₂ ⁻	Íon alumínio
ASTM	American Society for Testing and Materials
C	Carbono
C ₂ S	Silicato Dicálcico
C ₃ A	Aluminato Tricálcico
C ₃ A3CS.H ₃₂	Etringita
C ₃ S	Silicato Tricálcico
C ₄ AH ₁₃	Aluminato tetracálcico hidratado
Ca	Cálcio
Ca ⁺⁺	Íon cálcio
CAA	Classe de agressividade ambiental
CaCl ₂	Cloreto de cálcio
CaCO ₃	Carbonato de cálcio ou calcita
CaO	Óxido de Cálcio
CaS	Sulfeto de cálcio
CCCD	Carregamento Central de Curta Duração
CCP	Carregamento Central Permanente
CEB-FIB	Comité Euro-Internacional du Béton – Federation Internationale du Béton
CEPAGRI	Centro de Pesquisas Meteorológicas e Climáticas Aplicadas à Agricultura
CH	Hidróxido de cálcio
Ca(OH) ₂	Hidróxido de cálcio
Cl ⁻	Íon Cloreto
CO ₂	Dióxido de carbono
CO ₃ ²⁻	Íon Carbonato
CP II-E	Cimento Portland composto com escória

CP III	Cimento Portland de alto-forno com adição
CPI-S	Cimento Portland comum
CPV-ARI	Cimento Portland de alta resistência inicial
C-S-H	Silicato de cálcio hidratado
DSC	Differential Scanning Calorimetry (Calorimetria exploratória diferencial)
DTA	Differential Thermal Analyses (Análise térmica diferencial)
EDS	Energy-Dispersive Spectrometry (Espectrografia por dispersão de energia)
ELS	Estado Limite de Serviço
ELS-W	Estado Limite de Abertura das fissuras
Fe	Ferro
Fe ₂ O ₃	Óxido de ferro III
FeO	Óxido ferroso
FeS	Sulfeto de ferro
K ₂ O.SiO ₂ .nH ₂ O	Silicato de potássio
LMDC	Laboratoire des Matériaux et Durabilité des Constructions (Laboratório de Materiais e Durabilidade das Construções)
LNLS	Laboratório Nacional de Luz Síncrotron
MEV	Microscópio Eletrônico de Varredura (Scanning Electron Microscopy)
Mg	Magnésio
Mg ²⁺	Íon Magnésio
MgO	Óxido de Magnésio
MnS	Sulfeto de manganês
Na ₂ HPO ₄	(mono) hidrogenofosfato de sódio
Na ₂ O.xSiO ₂ .nH ₂ O	Silicato de sódio
Na ₂ SO ₃	Sulfito de Sódio
Na ₃ PO ₄	Fosfato de sódio
NaCl	Cloreto de sódio
NaF	Fluoreto de sódio
NaOH	Hidróxido de sódio
NH ⁴⁺	Cátion amônio
NO ³⁻	Nitrito
O	Oxigênio
OH ⁻	Íon hidroxila

ppm	Parte por milhão
S ⁻	Íon sulfeto
SC	Sem Carregamento
Si	Silício
SiO ₂	Sílica ou óxido de silício
SO ₂ , SO ₃	Óxidos de enxofre
SO ₄ ⁻	Íon sulfato
SO ₄ ⁻²	Íon sulfato
TG	Termogravimetria (Thermogravimetry)
UR	Umidade relativa do ar

1 Introdução

Devido ao grande número de edificações com sinais de deterioração avançadas a durabilidade do concreto tornou-se uma preocupação no Brasil e no mundo. A conscientização desse problema teve maior destaque no Brasil nos anos 1990, onde as pesquisas nessa área tiveram um grande impulso. Além dessas pesquisas, a própria norma de Projeto de estruturas de concreto – Procedimento NBR 6118 (ABNT, 2007) - passou por uma revisão, destinando dois de seus capítulos à durabilidade, com a adoção de parâmetros de projeto em função da agressividade ambiental, alinhando-se, assim, com as normas internacionais que tratam desse tema.

As causas do processo de deterioração do concreto armado estão diretamente relacionadas a ação dos agentes agressivos. Dentre os vários agentes existentes (dióxido de carbono, íons cloreto, ataque de sulfatos), estão à ação deletéria dos cloretos e do dióxido de carbono (CO₂), que têm sido muito estudados nos últimos anos e que ainda são um grande desafio para o bom desempenho das estruturas de concreto armado. Assim, as estruturas que estão expostas ao ambiente marinho e ao urbano demandam uma qualidade mínima do material para assegurar sua vida útil de projeto e sua durabilidade (ANDRADE, 2005).

Além das causas químicas, ressaltam-se também as causas do processo mecânico de deterioração como a sobrecarga e as cargas cíclicas; cujo principal sintoma é a fissuração no concreto. Essas fissuras devem ser controladas, principalmente por três motivos: durabilidade por risco de corrosão da armadura, aparência estética e exigências funcionais como higiene (proliferação de fungos, micro organismos, etc.) e permeabilidade a gases e à água. Apesar desses estudos sobre o tema, não existe um consenso sobre a influência da abertura de fissuras na durabilidade do concreto, principalmente no que se refere à profundidade de carbonatação e penetração de cloretos. Alguns autores indicam que a abertura de fissura é fundamental nesse contexto; entretanto, outros pesquisadores afirmam que a espessura e a porosidade do concreto de cobertura da armadura são parâmetros fundamentais para influenciar no processo de deterioração do material (GHALI, FAVRE, 1994).

A NBR 6118 (ABNT, 2007) recomenda limites para abertura de fissuras, em função da classe de agressividade ambiental. No entanto, não existem estudos que atestem a real influência das aberturas recomendadas na durabilidade do concreto armado quanto à entrada de agentes

agressivos (cloretos e CO₂) em estruturas, em situações mais próximas da realidade de obras correntes brasileiras.

Muitos fatores podem influenciar a durabilidade do concreto. O tipo de cimento é um deles. Nesse sentido, a escória de alto-forno pode ser uma grande aliada à durabilidade quando utilizada no concreto, quer seja incorporada ao cimento ou em substituição parcial ao mesmo. No caso de ingresso de cloretos em concretos, a utilização de cimento Portland de alto-forno contribui para um aumento de resistência à penetração de íons cloreto (COSTA JUNIOR et al, 2005a). A presença de escória granulada de alto forno pode melhorar a estrutura dos poros do concreto, que resulta em diminuição dos volumes de vazios e do coeficiente de difusão de cloretos (LUO, 2003; REGATTIERI, 1999a).

Quanto à profundidade de carbonatação, observaram-se maiores profundidades para os concretos com altos teores de escória no cimento (HELENE, 1997; WEE et al, 1999; COELHO, 2002). Porém, essa profundidade de carbonatação tende a diminuir com o aumento da classe de resistência quando se têm concretos utilizando cimentos com altos teores de escória de alto forno (COSTA JUNIOR et al, 2005b).

Apesar da profundidade de carbonatação ser maior para concretos com altos teores de escória de alto forno em comparação a concretos convencionais, alguns pesquisadores, argumentam que esta profundidade de carbonatação não é suficiente para despassivar a armadura. Se o cobrimento for adequado e o concreto dosado com baixas relações água/materiais cimentantes há proteção suficiente (ISAIA et al , 2001; COELHO, 2002).

1.1 Objetivo

1.1.1 Objetivo geral

O objetivo principal deste trabalho é avaliar a durabilidade (profundidade de carbonatação e penetração de cloretos) e a microestrutura (MEV e EDS) do concreto com abertura de fissuras induzidas por carregamento e sob cura úmida por sete dias e cura ao ar, ao longo de dois anos de exposição em ambiente natural e com névoa salina artificial.

1.1.2 Objetivos específicos

Para se chegar ao objetivo proposto foi preciso:

1. Avaliar os concretos estudados quanto às propriedades mecânicas (resistência a compressão axial e módulo de elasticidade) e físicas (absorção de água por capilaridade).
2. Adotar como parâmetro para limite de abertura de fissura o preconizado pela norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2007).
3. Submeter os corpos-de-prova prismáticos de concreto a duas condições de cura (cura ao ar e cura úmida por 7 dias) e dois tipos de carregamento (CCP - Carregamento Central Permanente, CCCD - Carregamento Central de Curta Duração) e SC - Sem Carregamento.
4. Comparar a cura úmida por 7 dias em relação à cura ao ar e analisar a influência da cura (úmida) em corpos-de-prova prismáticos de concreto no que diz respeito à profundidade de carbonatação, penetração de cloretos e microestrutura; durante o período de dois anos.
5. Monitorar a temperatura, umidade relativa e precipitação durante o período de exposição dos corpos-de-prova prismáticos de concreto (dois anos) para análise da influência do clima na durabilidade (profundidade de carbonatação e penetração de cloretos) do material.
6. Comparar a profundidade de carbonatação e cloretos, do concreto sob condições de carregamentos (central permanente, central de curta duração e sem carregamento) e cura em diferentes idades, expostos em ambiente natural e névoa salina, durante um período de dois anos.
7. Observar a microestrutura (MEV e EDS) do concreto, nas áreas onde ocorreram fissuras e em pontos sem fissura, com o objetivo de avaliar se há algum elemento diferente nesses locais, em função da abertura de fissura e a entrada de agentes agressivos.

1.2 Justificativa

Muitos são os sintomas e causas dos mecanismos de deterioração do concreto e dentre esses mecanismos destaca-se o de origem mecânica e química, que tem como principais causas a fissuração e formação de compostos expansivos, respectivamente (ANDRADE, 2005). Vários são os trabalhos no Brasil sobre os mecanismos de deterioração, porém, em termos gerais eles são estudados de forma isolada, fato esse que não ocorre em obras correntes.

Para o melhor entendimento da relação entre as ações mecânicas e químicas é importante o conhecimento da ação de agentes agressivos como cloretos e dióxido de carbono (CO₂) e seus

mecanismos de deterioração no concreto (CASTEL et al, 1999). Nesse contexto, este trabalho avalia a ação de agentes químicos e mecânicos simultaneamente e como esses agentes influenciam na durabilidade do concreto. A avaliação simultânea do agente químico e mecânico de deterioração foi realizada induzindo fissuras em concreto por carregamento e o submetendo ao ambiente externo e névoa salina artificial com grau de agressividade forte, respectivamente; podendo-se assim, ter um panorama da ação conjunta desses agentes.

Na França, desde 1984, têm sido realizadas pesquisas no Laboratório de Materiais e Durabilidade das Construções (LMDC - Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions), em Toulouse. Nesses trabalhos procurou-se o melhor entendimento da relação entre a durabilidade do concreto e a ação de carregamento em estruturas, que causaram o aparecimento de fissuras ou microfissuras, ou seja, a investigação de agentes de origem mecânica e química simultaneamente (VIDAL et al, 2004).

Por outro lado, poucos estudos foram realizados no Brasil, principalmente no que se refere à adoção de parâmetros de abertura de fissuras, como preconizado pelas normas brasileiras.

Neste sentido, este trabalho utilizou como referência brasileira nesse tema o estudo de Silva (2007), que aplicou carregamento em vigas de concreto armado (em escala natural e reduzida) e observou que a fissura pode influenciar na profundidade de carbonatação do material.

Muitas são as cargas que podem ocorrer na estrutura como agentes propícios à deterioração. Na Figura 1.1, pode-se observar cargas atuando diretamente na estrutura, como as cargas em movimento, sobrecarga, cargas de impacto, além das cargas que atuam aliadas às características do material, como as térmicas e a umidade. Na maioria das obras correntes, essas cargas são inevitáveis, assim, são importantes para o bom desempenho do material os cuidados relativos à qualidade do concreto. Nesse contexto, pode-se destacar como um grande problema na ação de cargas na estrutura, o surgimento de fissuras e microfissuras que podem aumentar ou não a velocidade de deterioração química, uma vez que as aberturas de fissuras podem agir como entrada para agentes agressivos (EMMONS et al, 1994).

Devido à preocupação com as fissuras em relação à durabilidade, a NBR 6118 (ABNT, 2007), assim como em prescrições normativas internacionais, estabelece parâmetros relativos a aberturas máximas de fissuras em concreto armado e protendido, em função da classe de

agressividade. A mesma norma ainda atenta quanto à importância nos cuidados tecnológicos para se evitar o aparecimento dessas fissuras, ressaltando a definição do traço e cura. Mesmo com esses limites de abertura de fissuras, existe ainda uma carência de pesquisas que utilizem as recomendações de abertura de fissura da NBR 6118 (ABNT, 2007) como parâmetro para avaliação da ação conjunta de cloretos e carbonatação do concreto sob condições de exposição em ambiente natural e névoa salina artificial.

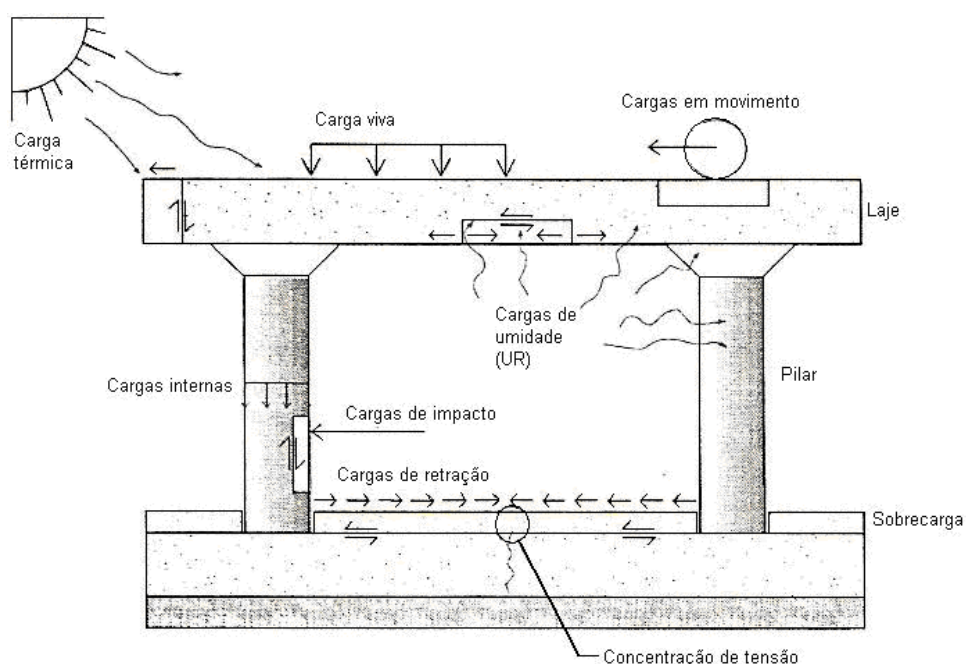


Figura 1.1 – Possíveis cargas atuando na estrutura (EMMONS et al, 1994).

Além da carência de estudos nessa área no Brasil, um problema observado pelos profissionais que atuam diretamente nas obras é a despreocupação quando surgem fissuras nas estruturas de concreto armado com abertura dentro dos limites estabelecidos pela norma brasileira. Uma vez que fissuras na estrutura apareçam, se estiverem dentro dos limites estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2007) automaticamente são desprezadas, não se investigando mais a fundo o real problema ou a causa do seu aparecimento. Nesse contexto, vê-se que o estudo sobre esse assunto é importante para que os profissionais de obra se conscientizem quanto a real contribuição da abertura de fissura na perda de durabilidade da estrutura de concreto.

Quando se fala em durabilidade ou na entrada de agentes agressivos no concreto é

imprescindível realizar uma cura adequada, pois grande parte dos processos de deterioração depende da penetração de algumas substâncias no seu interior. Com a cura têm-se um maior grau de hidratação do concreto, gerando menores quantidades de capilares e com isso uma menor permeabilidade, proporcionando assim uma melhor proteção as armaduras (CAMARINI, 1994).

Vê-se, ainda, nas pesquisas relacionadas ao assunto, que a cura realizada não é a mesma observada nas obras correntes e em estruturas reais. Normalmente a cura adotada nas pesquisas científicas ocorrem por um período de 28 dias e nas obras a cura é realizada em um período menor, em torno de 3 a 7 dias. Assim, não se tem um quadro comparativo da situação de cura nas obras com a cura realizada nas pesquisas científicas.

Aliado à questão da cura e proteção das armaduras, é imprescindível a preocupação com a qualidade do concreto de cobrimento e sua espessura. Desta forma, um concreto com um bom cobrimento e submetido à cura adequada possui baixa permeabilidade, baixa difusibilidade e com pouca possibilidade de aparecimento de fissuras, contribuindo, assim, para uma melhoria da durabilidade da estrutura (ROSTAM citado por COUTO, 2003).

Além da cura, o aglomerante também pode influenciar na durabilidade do concreto. A utilização do cimento de alto-forno pode ser uma alternativa eficaz, pois a escória pode afetar a porosidade e a distribuição do diâmetro dos poros de pastas a temperaturas ambientes, o que diminui a permeabilidade e aumenta a resistência da pasta de cimento (BELIE et al, 1996). A microestrutura interna e a estrutura dos poros constituem o maior fator que controla o transporte potencialmente perigoso de íons cloreto, ácidos, oxigênio e dióxido de carbono (BAUER; HELENE, 1994).

Em termos gerais, a melhoria das propriedades do concreto, em especial as relacionadas à durabilidade, vem sendo alcançada por meio da redução substancial da quantidade de água na mistura, uso de aditivos (superplastificantes) e adições minerais, bem como uma cura adequada (MEHTA; MONTEIRO, 1994; NEVILLE, 1997).

1.3 Delimitação do tema

Dentre o universo pesquisado, existem algumas delimitações do tema da pesquisa. A primeira refere-se ao tipo de material utilizado para a produção do concreto. Dentre os tipos de cimento existentes no mercado e preconizados em norma, foi utilizado apenas o cimento de alto-

forno, por sua grande utilização na região e pelo interesse no estudo de cimento com adição mineral.

A outra delimitação da pesquisa foi o tipo de cura utilizado na pesquisa. Muitos são os tipos de cura do concreto, como úmida por 28 dias, imersa, química e térmica; porém, nesse estudo adotaram-se dois tipos de cura, que foi a cura ao ar e cura úmida por sete dias, que é um período de cura normalmente realizado nas obras correntes. O período de cura de 28 dias foi adotado apenas nos corpos-de-prova cilíndricos, para os ensaios mecânicos e físicos.

O tipo de carregamento também foi delimitado a dois tipos, dentre os vários que existem e podem ocorrer em uma estrutura de concreto, foi adotado nesta pesquisa o carregamento central de curta duração e central permanente. Esses tipos de carregamento foram definidos em função de seus objetivos, ou seja, de manter a fissura aberta durante o período de exposição dos corpos-de-prova cilíndricos (carregamento central permanente) e apenas aplicar um carregamento que a fissura fosse aberta por um curto período (carregamento central de curta duração). A situação de corpos-de-prova prismáticos sem carregamento também foi adotada para comparação com os dois tipos de carregamento.

Em estudos de durabilidade os corpos-de-prova podem ficar em: ambiente natural em área interna do laboratório ou externa, onde eles ficam expostos as ações do clima ou câmaras de envelhecimento acelerado. Nessa pesquisa os corpos-de-prova prismáticos ficaram em ambiente natural externo, com o monitoramento de umidade relativa, temperatura e precipitação.

Observou-se nas pesquisas realizadas sobre durabilidade e fissuras, que os corpos-de-prova foram expostos em períodos que chegavam a 20 anos, até a realização dos ensaios. Nessa pesquisa as amostras foram expostas em ambiente natural por um período de dois anos, não se estendendo para mais idades de ensaios devido ao tempo de sua realização. Os ensaios de durabilidade realizados foram de profundidade de carbonatação e penetração de cloretos. Para os ensaios de microscopia foram utilizadas as técnicas de MEV e EDS.

Em relação à abertura de fissura têm-se como delimitações o limite estabelecido pela norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2007), não sendo utilizada nenhuma outra norma brasileira ou internacional. Observou-se que o ACI (American Concrete Institute) preconiza limites similares quanto à abertura de fissuras, no entanto, a referência é sempre a norma de projetos de

estruturas de concreto. Não foram realizados ensaios para verificar se houve ou não corrosão da armadura. A barra de aço utilizada foi apenas para auxiliar e dar sustentação ao corpo-de-prova prismático durante o carregamento.

1.4 Metodologia

Em termos gerais, o trabalho teve início com a revisão da bibliografia, seguido do programa experimental e a análise dos resultados obtidos.

A revisão bibliográfica foi dividida em três capítulos que abordaram aspectos, relacionados com a pesquisa, a utilização da escória de alto-forno e o cimento de alto-forno no concreto e sua influência na durabilidade; a cura, o cobrimento e as fissuras que podem influenciar no desempenho da estrutura, sendo apresentados e discutidos estudos relacionados com este tema.

Todos esses assuntos serviram de base para a próxima etapa, que é a pesquisa experimental. No programa experimental foram moldados corpos-de-prova prismáticos de concreto, os quais passaram por duas situações de cura: cura ao ar e cura úmida por 7 dias. Os corpos-de-prova prismáticos, após a cura, foram solicitados por: a) carregamento central permanente até as datas de ensaio (6, 12, 18 e 24 meses), simulando uma situação de carga constante na estrutura e com possibilidade de aumentar abertura e o número de fissuras; b) carregamento de curta duração (central de curta duração), ou seja, aplicou-se um carregamento até a abertura da primeira fissura e após a carga foi retirada, essa situação simulava o aparecimento de fissuras que podem ocorrer ao longo da vida útil da estrutura devido à ação de carregamentos pontuais; e c) concreto sem nenhum tipo de carregamento (sem carregamento), utilizados como referência. Nas idades estabelecidas (6, 12, 18 e 24 meses), foram realizados ensaios de penetração de cloretos e carbonatação e análise de microestrutura, utilizando a técnica de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) e Espectroscopia por Dispersão de Energia (EDS).

Os resultados foram avaliados e analisados estatisticamente por testes de hipóteses paramétricas - ANOVA e DUCAN. Para caracterização do concreto empregado na pesquisa foram realizados ensaios mecânicos (resistência à compressão e módulo de deformação) e ensaio físico (absorção por capilaridade) em corpos-de-prova cilíndricos.

1.5 Estrutura do trabalho

Esta tese foi estruturada em seis capítulos, iniciando por esse capítulo de introdução, onde é contextualizado o problema em questão, e são apresentados: os objetivos da pesquisa, a justificativa do trabalho e a delimitação do tema.

O capítulo 2 apresenta à escória de alto-forno, em função do tipo de cimento utilizado neste trabalho: o cimento Portland de alto-forno. Neste sentido, fez-se uma explanação da escória de alto-forno desde a sua obtenção até o desempenho desse subproduto no concreto, tanto em substituição parcial do cimento, quanto na composição dos cimentos com escória.

No capítulo 3 os aspectos relacionados à durabilidade de estruturas de concreto armado são abordados, como a cura e sua importância, e o cobrimento da armadura. Alguns parâmetros nacionais e internacionais são apresentados para a cura e para o cobrimento. Além desses aspectos, são abordados os mecanismos de deterioração do concreto por difusão de íons cloretos e carbonatação e a relação das condições climáticas com esses mecanismos. Foi ressaltada questão climática em função do ambiente de exposição de corpos-de-prova prismáticos na velocidade de deterioração das estruturas.

No capítulo 4 abordou-se a relação da presença de fissura com a durabilidade, as quais são induzidas por ações externas de carregamento e tipo de cura. São apresentados e discutidos os mecanismos que ocasionam fissuras, os parâmetros relacionados à durabilidade, como limite de abertura (preconizados por normas nacionais e internacionais), escalas e métodos de observação de fissuras. São apresentados também trabalhos nacionais e internacionais que estudaram a relação entre fissuras induzidas por carregamento e a durabilidade do concreto, assim como os principais resultados dessas pesquisas.

No capítulo 5 é apresentado o programa experimental adotado neste trabalho, com a descrição detalhada de materiais, ensaios, moldagem e todas as etapas necessárias para a sua realização.

No capítulo 6 tem-se a apresentação e discussão dos resultados. Primeiramente são apresentados os resultados de resistência à compressão axial, módulo de deformação e absorção por capilaridade das misturas realizadas e suas análises. Em seguida é apresentado o monitoramento do clima (temperatura, umidade relativa e precipitação) ao longo do período de

exposição dos corpos-de-prova prismáticos s (2 anos) e o mapeamento das fissuras dos corpos-de-prova prismáticos que ficaram submetidas ao carregamento central permanente. Finalmente são analisados os resultados de penetração de cloretos e a profundidade de carbonatação nas idades estudadas (6, 12, 18 e 24 meses), assim como a investigação microscópica do concreto.

No capítulo 7 apresentam-se as conclusões em que é realizada uma análise global dos resultados encontrados, com enfoque na relação da durabilidade do concreto (corpos-de-prova prismáticos) com a de existência de fissuras dentro dos limites da norma NBR 6118 (ABNT, 2007) e a cura. São apresentadas também, sugestões para pesquisas futuras nesse tema.

2 Cimento Portland de alto-forno

Este capítulo aborda as principais características do cimento de alto forno, seu comportamento em concretos quanto às propriedades físicas, mecânicas e de durabilidade, os aspectos relacionados à sua utilização, e a cura do concreto. Antes dessa abordagem é contextualizada a escória de alto-forno como aglomerante hidráulico, sendo explanadas sua produção/obtenção e características.

2.1 Escória de alto-forno

A escória de alto-forno é um co-produto ou subproduto gerado na produção do ferro-gusa, que vem sendo utilizado como material de construção por mais de 100 anos. Na Alemanha, o cimento de alto-forno - uma composição de escória granulada, clínquer Portland e gipsita/anidrita - foram introduzidos no mercado em 1888; em 1907 já se substituíam o clínquer por cerca de 30% de escória granulada de alto-forno (BIJEN, 1996).

O consumo de ferro gusa para a produção de aço no Brasil tem aumentado a cada ano, crescendo também a geração de resíduo e co-produtos, como se observa no Quadro 2.1. Ao se comparar a geração de resíduo e co-produto, desde o ano de 2004 até 2008, verifica-se um aumento gradativo ao longo desses anos. Em face desse crescimento é importante a preocupação com seu aproveitamento de uma forma eficaz (CASELATO, 2004; RELATÓRIO DE SUSTENTABILIDADE 2007, 2007; RELATÓRIO DE SUSTENTABILIDADE 2009, 2009; RELATÓRIO DE SUSTENTABILIDADE 2008, 2008).

Quadro 2.1 – Consumo de Ferro gusa para produção de aço e geração de resíduo e co-produtos (RELATÓRIO DE SUSTENTABILIDADE 2007, 2007; 2008, 2008; 2009, 2009).

Ano	Consumo da matéria-prima ferro gusa para a produção de aço (t/t de aço bruto)	Geração de resíduo e co-produtos (t/t de aço bruto)
2004	0,80	0,43
2005	0,81	0,49
2006	0,82	0,51
2007	0,82	0,61
2008	0,85	0,68

O consumo de ferro gusa para a produção de aço aumentou de 2004 a 2008 principalmente devido à grande demanda, gerada em função do crescimento da indústria

automobilística, da construção civil, seguidas pelo setor de petróleo e gás, máquinas industriais e agrícolas. Como consequência desse aumento do consumo de ferro gusa aumenta a geração de resíduo e co-produtos, uma vez que esses são provenientes da produção dessa matéria prima.

Pode-se exemplificar esse aumento, também, ao se comparar a geração de resíduos e co-produtos no ano de 2007 e 2008, passando de 20,6 milhões de toneladas em 2007 para 22,5 milhões em 2008, ou seja, um aumento de 9% (RELATÓRIO DE SUSTENTABILIDADE 2008, 2008).

As siderúrgicas brasileiras têm como orientação destinar quase toda a escória de alto-forno gerada (93%) à fabricação de cimento, destacando-se sua utilização na fabricação dos cimentos CP II-E (composto), CP III¹ (de alto-forno). Porém, na América do Norte esse quadro é diferente, uma vez que uma grande parte da escória é utilizada como agregado, para diferentes aplicações, e apenas uma pequena porção de escória de alto-forno é usada no cimento e em substituição a parte do cimento Portland (LITTLE; SETEPLA, 1999; SHI; QIAN, 2000).

No Canadá e nos EUA o cimento de alto-forno não tem muita receptividade, uma vez que a escória granulada de alto-forno é adicionada na mistura, em substituição parcial ao cimento. Durante o inverno no norte dos Estados Unidos e Canadá a porcentagem máxima de uso de escória no concreto é de 20 %, devido às baixas resistências iniciais do sistema escória/cimento Portland em temperaturas menores e no verão (temperatura entre 25-30 °C) essa porcentagem aumenta para 35 % (MALHOTRA; HEMMING, 1995).

2.1.1 Produção da escória de alto-forno

Durante a produção do aço dois líquidos imiscíveis são formados na parte inferior do forno: a escória e o ferro. A escória de alto-forno, separada da parte metálica, por ser menos densa, sai do alto-forno a uma temperatura de aproximadamente 1500 °C. Conforme ela é resfriada, se constituirá de produtos com densidades, granulometrias e características distintas (GLASSER, 1989). Vale ressaltar que a variedade de reações e transformações ocorre em

1 De acordo com a NBR 11578 (cimento Portland composto) o CP II – E tem em sua composição (% em massa): clínquer + sulfatos (94-56); Escória granulada de alto-forno (6-34) material carbonático (0-10). A NBR 5735 estabelece para CP III (alto-forno) : clínquer + sulfatos (65-25); Escória granulada de alto-forno (35-70) material carbonático (0-5).

diferentes lugares e a diferentes temperaturas simultaneamente no forno (ANDERSSON et al, 2004).

Se, na saída do alto-forno, a escória recebe bruscamente jatos d'água com pressão de 0,6 MPa, se obtém um produto granular e vítreo. Para esse resfriamento são utilizadas 8 ton de água para resfriar 1 ton de escória, reduzindo a temperatura da escória de 1500 °C para menos de 100 °C, instantaneamente.

A escória de alto-forno, quando submetida ao resfriamento brusco é denominada escória granulada. Com esse resfriamento a escória apresenta excelentes propriedades hidráulicas latentes, ou seja, são capazes de reagir, desde que no meio existam ativadores, e sua aplicação principal é como adição ao cimento (MEHTA; MONTEIRO, 1994; LITTLE; SETEPLA, 1999).

2.1.2 Características químicas da escória de alto-forno

A composição química da escória é determinada pelos elementos que contribuem na sua formação:

- Ganga – Material inerte do minério de ferro composto, principalmente, por sílica (SiO_2) e alumina (Al_2O_3);
- Fundentes – Substâncias ou materiais que auxiliam na fusão dos metais para reduzir a sua temperatura de fusão. Combinam-se com a ganga, obtendo-se uma escória fluída, facilitam as reações entre a escória e o metal, e controlam a sua qualidade. Os fundentes mais usados são o Óxido de Cálcio (CaO) e Óxido de Magnésio (MgO);
- Cinzas do combustível utilizado – Carvão de madeira ou coque são combustíveis usados no alto-forno. O carvão vegetal é proveniente da carbonização da madeira com um teor de carbono fixo entre 56% e 75%, e o coque é proveniente do carvão mineral com teor de carbono fixo em torno de 88% (RIBEIRO et al, 1992).

A principal composição química da escória de alto-forno inclui CaO (30 a 50% de óxido de cálcio), SiO_2 (27 a 42% de silício), MgO (0 a 21% de magnésio) e Al_2O_3 (5 a 33% de alumínio). Além desses elementos, tem-se em menor quantidade o FeO , CaS , MnS e FeS . Grandes proporções de CaO , Al_2O_3 e MgO são vantajosas para a reatividade da escória. A composição química da escória de alto-forno sofre forte influência de alguns fatores, como: seus constituintes e as proporções dos fundentes utilizados, do coque, das outras matérias primas

utilizadas na sua fabricação e do processo de fabricação do material, que pode mudar de uma siderúrgica para outra (GLASSER, 1989; FU et al, 2000; GARCÍ JUENGER et al, 2006).

Quanto à sua constituição química, as escórias de alto-forno podem ser classificadas pela relação CaO/SiO_2 em: (i) escórias de alto-forno básicas (relação $\text{CaO/SiO}_2 >1$) e (ii) escórias de alto-forno ácidas (relação $\text{CaO/SiO}_2 <1$) (JOHN, 1995; LITTLE; SETEPLA, 1999). As composições químicas médias das escórias de alto-forno, bem como a composição média do cimento Portland, como referência são apresentadas no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Composição química típica das escórias de alto-forno e do cimento Portland (CIVIL & MARINE, 2001).

Composição típica de óxidos (%)	Escória granulada de alto-forno	Cimento Portland
CaO	41	63
SiO ₂	35	20
Al ₂ O ₃	11	6
Fe ₂ O ₃	1	3
Resíduo insolúvel	0,3	0,5

2.1.3 Reatividade da escória de alto-forno

A reatividade da escória é determinada pela quantidade, pela propriedade, pelo grau de vitrificação e por sua composição química. Muitos fatores influenciam o grau de vitrificação, mas a variável mais importante que influencia a natureza da escória é a temperatura no alto-forno. A velocidade do resfriamento, que influencia a quantidade de material vítreo é o fator predominante que afeta a resistência de cimento de alto-forno (FU et al, 2000).

Além da proporção material vítreo, a reatividade da escória (que tem uma relação direta com essa proporção de vidro) é influenciada por muitos fatores, dos quais alguns são provenientes das propriedades da própria escória e outros são referentes a fatores ambientais (Figura 2.1). Dentre eles destaca-se a composição química, a composição mineralógica, a superfície específica e a ativação realizada (CHEN; BROUWERS, 2007).

Apesar de a estrutura vítrea ser essencial para a reatividade, pesquisas mostraram que não existe uma relação exata entre a sua quantidade e a hidraulicidade. Desta forma, não há garantia de que uma elevada proporção vítrea produzirá uma alta reatividade da escória. Devido a essas incertezas, a maioria das normas internacionais julga como critério para a atividade da escória o

desempenho direto da resistência mecânica ao invés da quantidade mínima de vidro. Apesar das divergências que possam existir sobre essa questão, geralmente se considera que a quantidade mínima de vidro na escória deve ser de 90%, para se obter satisfatoriamente as propriedades desejadas (ESCALANTE et al, 2001; PAL et al, 2003).

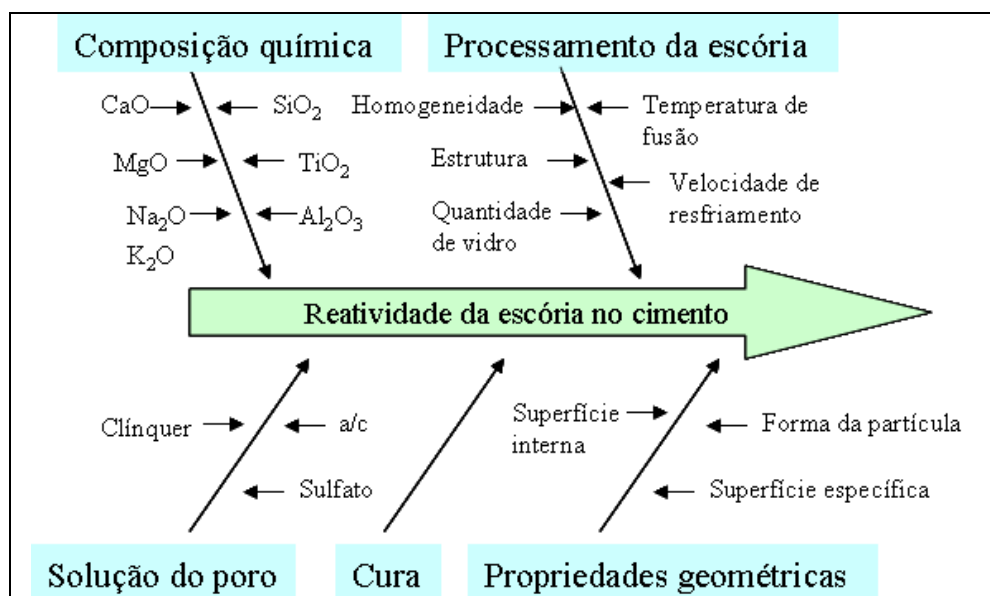


Figura 2.1 – Fatores que influenciam a reatividade da escória (CHEN; BROUWERS, 2007).

2.1.4 Ativação e Hidratação da escória de alto-forno

Mesmo apresentando propriedades hidráulicas latentes, a reação de hidratação de escória granulada de alto-forno é muito lenta em contato com a água, levando até 57h para iniciar a pega sem a presença de nenhum ativador (JOHN et al, 1994).

A escória granulada de alto-forno é misturada com clínquer ou cimento Portland para produzir cimento de alto-forno. Após a mistura, esse cimento tem uma finura comparada ao cimento Portland comum. Porém, um fator importante nesse contexto é a diferente velocidade de hidratação desses dois componentes (clínquer e escória). Depois de misturado com água o cimento se hidrata imediatamente, enquanto que a hidratação da escória é mais lenta, uma vez que ela é ativada pelos álcalis e depois pelo hidróxido de cálcio. Estudos realizados mostram que após um ano, 90 a 100% do clínquer na pasta de cimento já tinha sido hidratada, enquanto que a escória havia hidratado apenas 50 a 70% de sua massa total (CHEN; BROUWERS; 2007).

O produto resultante da hidratação da escória de alto-forno, assim como do cimento Portland, é o C-S-H (silicato de cálcio hidratado). O C-S-H formado pela escória tem uma relação

CaO/SiO₂ mais baixa do que o formado pelo cimento Portland (aproximadamente 1,0 para a escória em comparação a 1,5-2,0 para o cimento Portland). A etringita (Ca₆Al₂-S₃O₁₈-32H₂O) é um produto hidratado mais abundante nas primeiras idades quando ativado pelo cimento (GARCI JUENGER et al, 2006).

Dependendo do ativador alguns produtos de hidratação podem ser formados, como se observa no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 – Produtos da reação de hidratação da escória granulada de alto-forno com diferentes tipos de ativadores (GLASSER, 1989; JOHN, 1995).

Natureza do ativador	Fases cristalinas	Comentários
NaOH, Na ₂ CO ₃	C-S-H, Mg(OH) ₂	C/S no C-S-H é menor que no cimento Portland. O NaOH facilita a precipitação dos produtos de hidratação, ao acelerar a dissolução da escória de alto-forno e diminuir a solubilidade do CaO.
Ca(OH) ₂	C-S-H, aluminato tetracálcico	Dissolução dos íons alumínio, silício e cálcio da escória.
Sulfato	C-S-H, AFt e Al(OH) ₃	Na forma de íons SO ₄ ⁻² , reagem com o alumínio para formar a etringita.
Cimento Portland	C-S-H	Os sulfatos presentes no cimento Portland agem, auxiliando nas reações para a hidratação da escória.

Na ativação com hidróxidos de metais alcalinos, como o de sódio (NaOH) tem-se a elevação do pH da solução, contribuindo para a aceleração da dissolução dos grãos de escória de alto-forno e para a diminuição da solubilidade do CaO. As soluções com metais alcalinos (NaOH e KOH) apresentam uma elevada concentração de íons OH⁻, que podem promover tanto a ruptura de ligações iônicas (Ca-O, Mg-O) como de ligações covalentes (Si-O e Al-O) existentes na estrutura vítrea da escória (SHI; DAY, 1995).

O clínquer Portland, que está presente no cimento de alto-forno, é o primeiro a se hidratar, formando C-S-H, que cobre os grãos de clínquer e de escória de alto-forno, e Ca(OH)₂. O hidróxido de cálcio e os sulfatos presentes no cimento Portland auxiliam nas reações de hidratação da escória (REGOURD, 1980).

Ao analisar a hidratação da escória por curvas calorimétricas pode-se fazer uma analogia com os compostos do cimento Portland. Na Figura 2.2 pode-se visualizar a hidratação da escória por meio das curvas de evolução de calor, utilizando-se uma classificação similar aos vários

estágios da hidratação do cimento Portland, quais sejam: Estágio I – período inicial, Estágio II – indução, Estágio III – aceleração, Estágio IV – desaceleração e Estágio V – difusão.

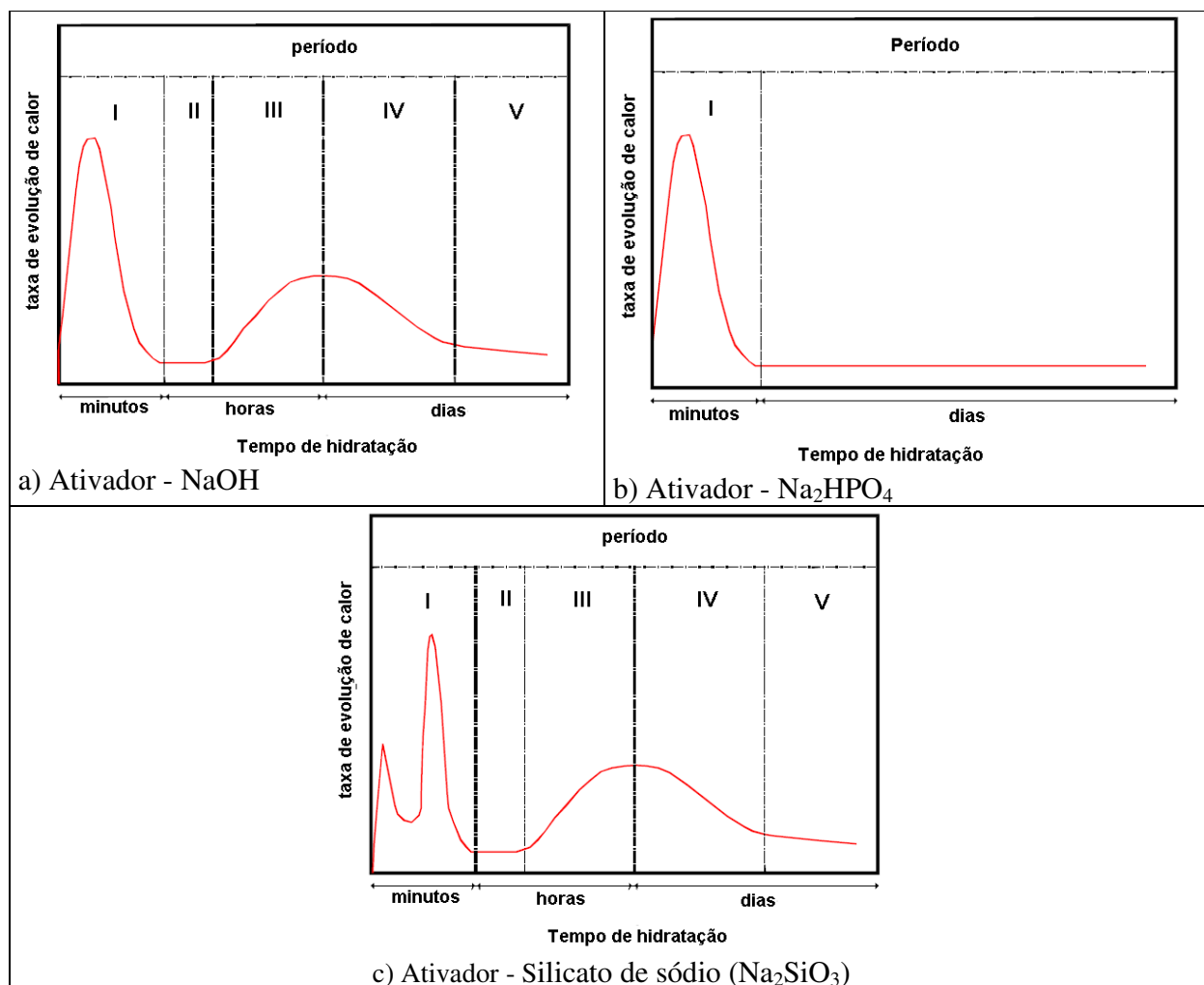


Figura 2.2 – Curvas calorimétricas representativas da hidratação da escória de alto-forno com uso de ativadores (SHI; DAY, 1995).

A curva calorimétrica da Figura 2.2a representa a escória ativada com NaOH. Essa curva é caracterizada por um pico que aparece antes do período de indução, e outro relacionado à aceleração da hidratação, que aparece depois desse período. Pode-se citar como exemplo desse modelo a hidratação da escória em água a 25 °C e 50 °C. A (SHI; DAY, 1995).

A curva da Figura 2.2b a escória é ativada com Na_2HPO_4 . Essa curva é caracterizada por um pico apenas nos primeiros minutos de hidratação da escória em contato com água a 25 °C e 50 °C, surgindo com a umidificação dos grãos de escória e com a adsorção de alguns íons em sua

superfície. Nesses casos a escória normalmente não entra em pega e endurece (SHI; DAY, 1995).

A curva calorimétrica da Figura 2.2c representa a ativação da escória com silicato de sódio (Na_2SiO_3). Essa curva apresenta dois picos iniciais anteriores ao período de indução a 25 °C e um outro pico de aceleração depois. O primeiro pico (pico inicial) ocorre logo após a adição do ativador (nesse caso o silicato de sódio a 25 °C), seguido de um outro maior (no início do período de indução, chamado de pico inicial adicional). O pico inicial pode ser maior ou menor que o adicional, dependendo da natureza do ativador e da temperatura de hidratação (SHI; DAY, 1995).

A ativação dos silicatos alcalinos de sódio ou potássio ($\text{Na}_2\text{O} \cdot \text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ ou $\text{K}_2\text{O} \cdot \text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$) elevam o pH da solução (apesar de inferior ao da solução de NaOH), criando condições para dissolução da estrutura vítrea. Esses ativadores têm ação em uma grande variedade de escórias, como as básicas ou ácidas (JOHN, 1995; JOHN et al, 1994).

Em termos gerais a ativação da escória ocorre pela combinação de dois fatores: a elevação da velocidade de dissolução através da elevação do pH, e pela antecipação do início de precipitação dos compostos hidratados. Essa precipitação ocorre devido ao aumento da concentração de íons na solução já no início do processo, pela dissolução ou pela alteração da solubilidade dos compostos da escória (JOHN, 1995).

Quanto à taxa de evolução de calor do caso do cimento Portland de alto-forno, tem-se a liberação de calor durante a hidratação, gerando duas reações: a reação do cimento Portland (P) e da escória (S), ambas as reações apresentam diferentes desenvolvimento de temperatura, como apresentado na Figura 2.3 (SCHUTTER; TAERWE, 1995; SCHUTTER, 1999).

O calor produzido pelo cimento de alto-forno pode ser dividido em duas contribuições, correspondentes às reações P e S. Quando se mistura o cimento Portland com água tem-se uma elevada evolução de calor, principalmente durante a formação dos produtos de hidratação, como o C-S-H. No caso da escória de alto-forno, como a hidratação é mais lenta e ocorre somente após a formação do hidróxido de cálcio formado a partir da hidratação do cimento ou clínquer Portland, o calor só será liberado após o pico de calor do cimento. (SCHUTTER; TAERWE, 1995; SCHUTTER, 1999).

A reação da escória granulada de alto-forno com o cimento Portland (grãos de clínquer do

cimento) e a água é um processo complexo, que envolve ativação da escória pelos álcalis e sulfatos para formar seus próprios produtos de hidratação (CIVIL & MARINE, 2000). Na Figura 2.4 pode-se observar um esquema mostrando os primeiros estágios da hidratação da escória com a reação na pasta de cimento (GLASSER, 1989).

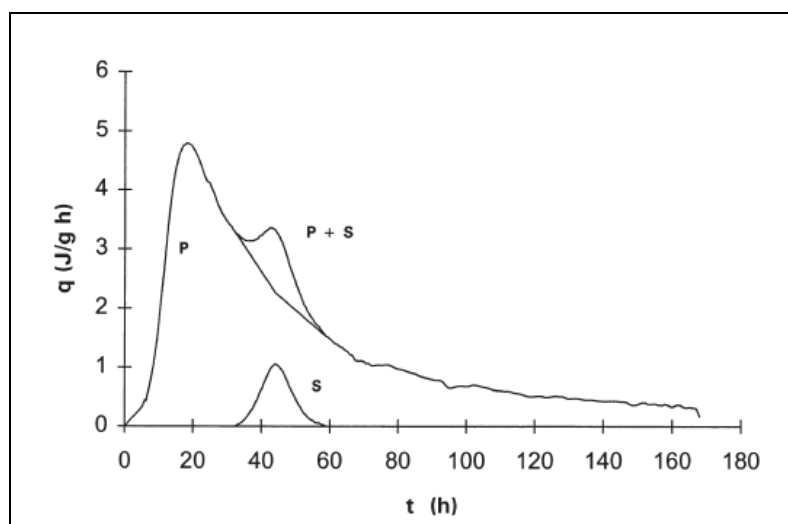


Figura 2.3 – Taxa de liberação do calor do cimento Portland (P) e da escória (S) (SCHUTTER, 1999).

Nesta figura tem-se um esquema da hidratação da escória que se inicia a partir da hidratação do clínquer, criando condições de pH alto, aumentando sua solubilidade em água, melhorando as condições de reação da escória, pois ela tem a hidratação mais lenta e sensível à ação da temperatura. Quando o cimento anidro entra em contato com a água, ele se dissolve rapidamente principalmente nos íons hidroxila (OH^-) e íons cálcio (Ca^{++}), originados da fase silicato; íons alumínio (AlO_2^-), íons cálcio (Ca^{++}), íons sulfatos (SO_4^-) e íons hidroxila (OH^-), da fase intersticial e as várias formas de sulfatos presentes no cimento que se combinam e precipitam os principais produtos hidratados do cimento (CaOH_2 , C-S-H e etringita) (GLASSER, 1989). Ao mesmo tempo em que ocorre a hidratação do clínquer, a dissolução da escória se processa lentamente, com a liberação de íons Ca^{++} e OH^- na solução, aliado a perda do Si. Quando em contato com o clínquer formam-se na superfície da escória produtos hidratados do clínquer, então os grãos de escória são atacados pelos íons Ca^{++} da solução, formando os produtos dessa reação (REGOURD, 1980; 2006).

No período que corresponde aos primeiros dias ocorre a formação dos produtos de hidratação, que formam uma camada de produtos hidratados ao redor do grão de escória, que está

associada com a evolução do calor. Sua morfologia é mais densa que a do grão de clínquer e possui maior quantidade de sílica.

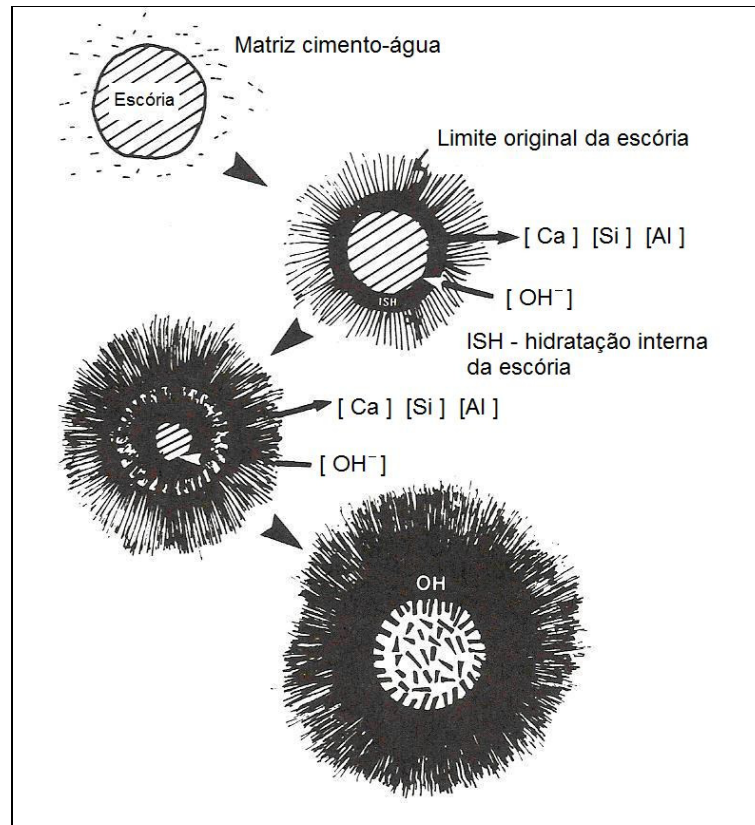


Figura 2.4 – Esquema mostrando os primeiros estágios da hidratação da escória com a reação na pasta de cimento (GLASSER, 1989).

À medida que o grão de escória vai criando estrutura mais densa com a formação dos produtos de hidratação ocorre a perda de Si, Ca e Al; porém, o Mg é retido. Ao longo do tempo, com a cura adequada, o grão de escória é consumido, deixando para trás os poros e formando principalmente C-S-H e AFm. A hidratação do cimento, por sua vez, também está acontecendo numa outra velocidade, com a formação dos produtos de hidratação (GLASSER, 1996). De acordo com Regourd (2006) o grão de escória é coberto com produtos hidratados do cimento Portland, então atacados pelo Ca^{2+} da solução, produzindo um produto interno (inner). A dissolução do Ca^{2+} e Al^{3+} deixam a camada hidratada, que é transformada de uma forma gradual no produto interno de hidratação (inner).

A hidratação do cimento de alto-forno ocorre em velocidades diferentes, uma vez que ele tem constituintes diferentes. Após o contato com a água o silicato tricálcico do clínquer sofre

uma hidratação rápida, onde o hidróxido de cálcio é liberado na fase líquida. De forma simultânea os sulfatos alcalinos que estão presentes no clínquer são dissolvidos e reagem com o hidróxido de cálcio. O sulfato de cálcio formado ao final da reação, junto com a gipsita adicionada no cimento, é responsável pela ativação sulfática da escória (ODLER, 2000).

O mecanismo de hidratação da escória (material vítreo) é apresentado na Figura 2.4. De acordo com investigações realizadas por Chen e Brouwers (2007) os principais produtos de hidratação da mistura de cimento Portland com escória são: C-S-H, CH, etringita e C_4AH_{13} . O C-S-H é produto mais abundante. Aumentando a quantidade de escória no cimento aumenta a proporção de C-S-H nos produtos de hidratação (GLASSER, 1989; 1996).

2.1.5 Microestrutura de escória de alto-forno

Na análise da microestrutura existem algumas técnicas para se estimar o teor de vidro na escória de alto-forno, como o microscópio óptico de luz transmitida polarizada, em que se pode realizar a contagem de vidro; a análise térmica diferencial (DTA) e a análise por calorimetria exploratória diferencial (DSC). A presença do vidro é verificada nos picos exotérmicos de cristalização na faixa entre 800 °C e 900 °C.

A difração de Raios-X, que é um método para verificação do estado vítreo da escória, pode-se observar que a fração vítrea na escória de alto-forno é responsável pela existência de um halo centrado (em 2θ), onde podem estar sobrepostos picos de fração cristalina (Figura 2.5) (SILVA, 2007). Observam-se picos de Quartzo-SiO₂ (3,34), Calcita-CaCO₃ (2,78) e Silicato de cálcio-Ca_xSi_yO_z (3,02).

Na Figura 2.6 observa-se a superfície da partícula de escória coberta com produtos de hidratação. Silva (2007) identificou nessas micrografias a presença predominante de alguns elementos como cálcio e silício nos cristais da escória estudada.

2.2 Cimento Portland de alto-forno

Experiências em obras e em pesquisas científicas mostraram as vantagens do uso do cimento Portland de alto-forno em estruturas de concreto, pois se tem uma melhora na durabilidade, ajudando a reduzir custos de manutenção, além de uma menor permeabilidade e maior resistência ao ataque de agentes agressivos (SLAG CEMENT ASSOCIATION, 2002; ONER; AKYUZ, 2007).

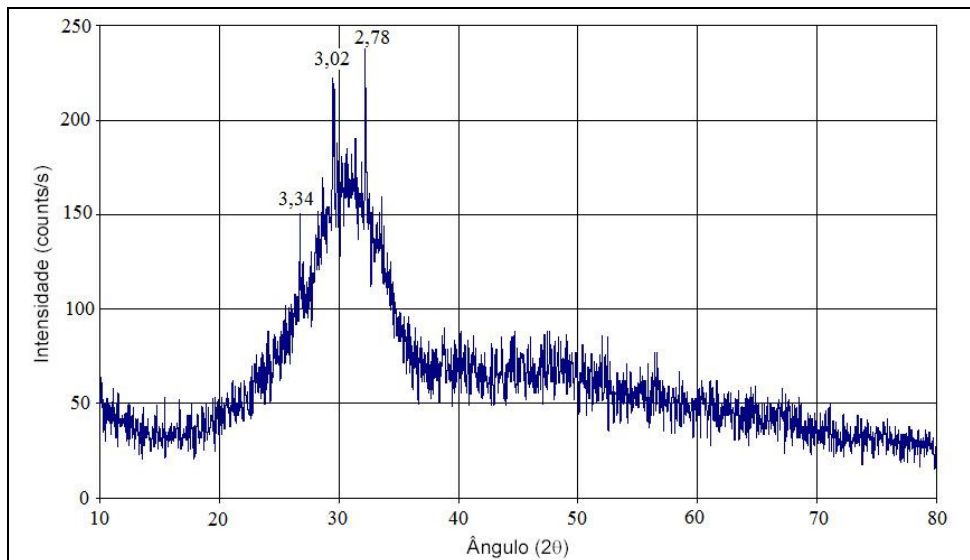
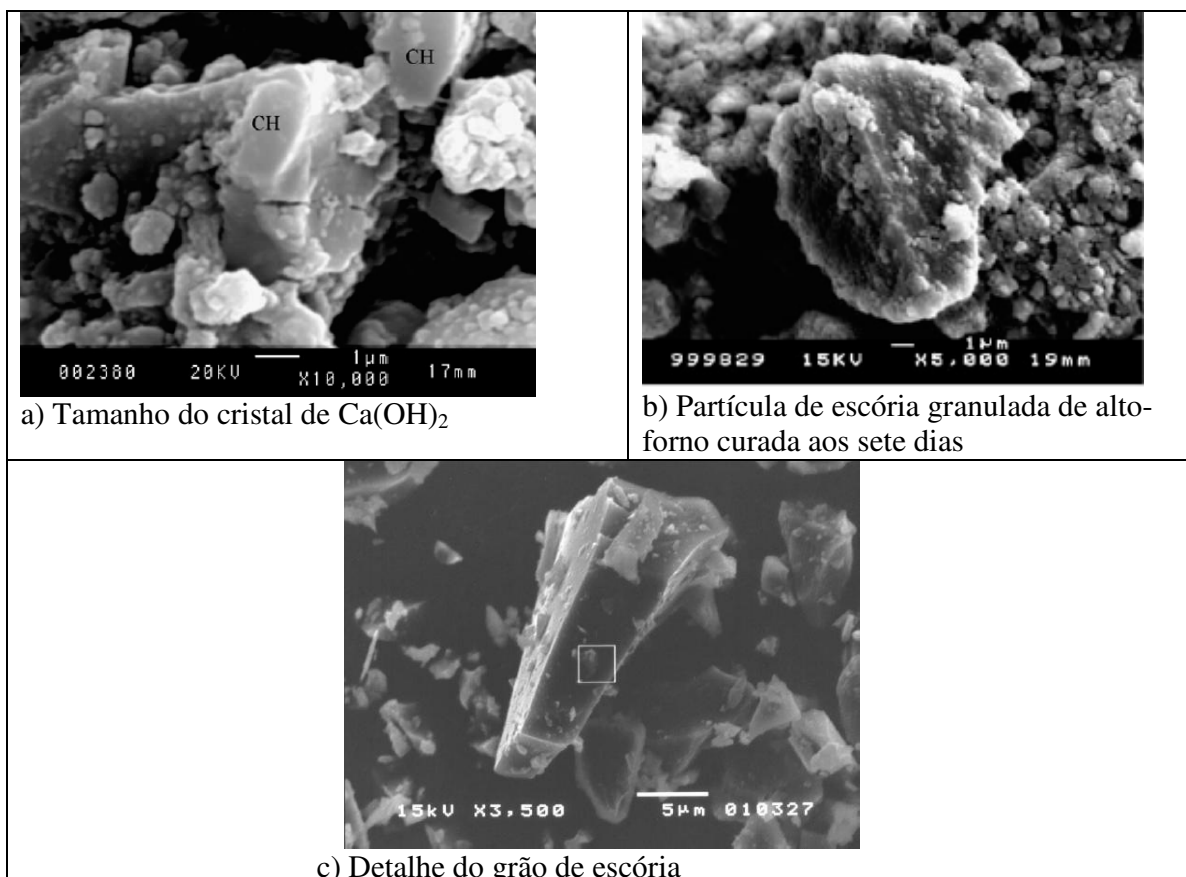


Figura 2.5 – Difratoograma de raios-X de uma escória granulada de alto-forno (SILVA, 2007).



a) Tamanho do cristal de Ca(OH)_2

b) Partícula de escória granulada de alto-forno curada aos sete dias

c) Detalhe do grão de escória

Figura 2.6 – Microscopia eletrônica de varredura (GAO et al, 2005; SILVA, 2007).

Do ponto de vista ambiental são várias as vantagens na utilização de escória granulada

junto ao clínquer Portland:

- Matéria prima utilizada - para a produção de 1 ton de cimento puro são necessários 1,6 ton de matéria prima,
- Liberação de CO₂ - durante a produção é liberada 1 tonelada de CO₂ para cada tonelada de Cimento Portland puro produzido e,
- Energia consumida - o cimento com escória em sua composição, requer 90% menos energia que a quantidade equivalente de cimento Portland comum.

Neste contexto, o uso de materiais com capacidade aglomerante no cimento, como a escória de alto-forno, pode reduzir esse impacto no meio ambiente (SLAG CEMENT ASSOCIATION, 2003).

Em função da elevada energia durante o processo de fabricação de cimento, houve um grande incentivo no setor para busca de alternativas visando à diminuição do consumo energético. Entre essas alternativas está a utilização de escória granulada de alto-forno na composição do cimento, produzindo, no Brasil, diferentes tipos de cimento Portland com escória: CPI-S (cimento Portland comum, que pode conter em sua composição de 1 a 5% [em massa] de escória granulada de alto-forno), CPII-E (cimento Portland composto, que pode conter em sua composição de 6 a 34% [em massa] de escória granulada de alto-forno), CP III (cimento Portland de alto-forno, que pode conter em sua composição de 35 a 70% [em massa] de escória granulada de alto-forno), o qual é denominado cimento Portland de alto-forno (KATAR; ALMEIDA, 1999; ABCP, 2002). Embora não haja regulamentação pela ABNT, os produtores de cimento utilizam a escória granulada de alto-forno para produzir CPV-ARI, denominado no mercado de CPV-ARI-RS.

2.2.1 Influência da escória de alto-forno no cimento frente à durabilidade do concreto

O cimento com escória apresenta um bom desempenho frente a alguns agentes agressivos, uma vez que não libera hidróxido de cálcio em sua hidratação, sendo considerados resistentes a agentes como sulfatos e cloretos (LIMA, 1999).

Conforme Jau e Tsay (1998) a permeabilidade do concreto, quanto ao coeficiente de difusão de íons cloreto, depende da porcentagem de escória na mistura, da idade e da relação água/cimento.

A reação da escória com o cimento é complexa, pois envolve a ativação da escória pelos álcalis e sulfatos para formar seus produtos de hidratação. Os resultados dessa pasta de cimento Portland de alto-forno são pequenos poros de gel. Esse tipo de distribuição de poros confere ao concreto uma menor permeabilidade, proporcionando maior resistência aos agentes agressivos como sulfatos e cloretos (NACIONAL SLAG ASSOCIATION, 2000).

Ao se comparar a penetrabilidade de íons cloreto de concretos com escória em relação a outras adições minerais, como cinza volante, cinza de casca de arroz, metacaulinita e sílica ativa tem-se melhores resultados para misturas com escória de alto-forno, estando na faixa de muito baixa penetrabilidade de íons cloreto (segundo classificação da ASTM C 1202, 1992) e tendo maior resistência a penetração de íons cloreto (ARYA; SU, 1995; BASHEER et al, 2002; FERREIRA JUNIOR, 2003). O procedimento de ensaio normatizado pela ASTM C 1202 (1992) preconiza a forma de medida da capacidade do concreto em resistir ao ingresso de íons cloreto, verificando a durabilidade do material em relação à ação de cloretos; porém, alguns pesquisadores questionam a veracidade do ensaio, uma vez que este só é capaz de medir a resistividade elétrica do concreto e não sua resistência à penetração de cloretos (CALÇADA, 2004).

Os resultados de pesquisas realizadas por Ashby (1998), Regattieri (1998), Silva (1998), Luo e colaboradores (2001), Ferreira Junior (2003) indicam que quanto maior o teor de escória de alto-forno mais resistente é o concreto à penetração de cloretos. Vale ressaltar que a relação água/aglomerante exerce influência sobre os resultados do coeficiente de penetrabilidade de íons cloreto, uma vez que relações água/aglomerante elevadas podem ocasionar maior interconectividade entre os poros da pasta de cimento e na interface pasta e agregado propiciando um caminho preferencial para essa difusão (LENG et al, 2000).

Algumas razões para a maior resistência à penetração de cloretos podem ser destacadas, como: o reduzido teor de C_3A que os cimentos com escória possuem; a escória de alto-forno pode melhorar a distribuição e forma dos poros no concreto; maior quantidade de C-S-H pode ser formado quando a escória é hidratada, pois adsorve mais íons cloreto e bloqueia o caminho para difusão; o número total de íons Al^{3+} , $AlOH^{2+}$ e Si^{4+} da escória é maior que o do cimento puro, e a concentração de íons é maior. Porém, esses íons têm menor habilidade de difusão e podem restringir o movimento dos íons cloreto (LENG et al, 2000; YEAU; KIM, 2005).

Em relação a outros agentes agressivos, ressalta-se o CO_2 , para o qual a escória apresenta desvantagens, pois se observam maiores profundidades de carbonatação. De acordo com algumas pesquisas, a utilização de escória de alto-forno proporciona um aumento da frente de carbonatação (BIJEN, 1996).

Osborne (1999) coloca que a carbonatação está relacionada com o meio ambiente que envolve a estrutura e com a quantidade de escória na mistura. Silva (2006) e Bourguignon (2004), em pesquisa com cimentos de alto-forno nacionais, verificaram uma maior profundidade de carbonatação das misturas com o cimento CP III-32-RS (cimento Portland de alto-forno, de classe 32, resistente a sulfatos) em relação as que utilizaram o cimento CP II E-32 (cimento Portland composto com escória, de classe 32). Na mesma pesquisa foi observada uma tendência de aumento da profundidade de carbonatação à medida que se diminui a resistência a compressão do concreto, ou seja, quanto maior a resistência menor a profundidade de CO_2 , tanto em ambiente controlado de laboratório quanto em ambiente acelerado.

Entre os fatores que podem ser considerados para a maior ou menor velocidade de carbonatação nas matrizes cimentantes com adição de escória está o consumo do hidróxido de cálcio proveniente das reações de hidratação do C_3S e C_2S do cimento para formar C-S-H secundário. Essa reação diminui a reserva alcalina que também é responsável pela velocidade de carbonatação. A composição do C-S-H e o teor de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ afetam o mecanismo de carbonatação. A intensidade de carbonatação depende da penetração de CO_2 , do teor de umidade e da estrutura dos poros, e da quantidade inicial de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ da pasta (MEHTA; MONTEIRO, 1994).

2.2.2 A influência da cura em concretos com cimento Portland de alto-forno

A hidratação do cimento Portland com escória é mais lenta quando comparada com a do cimento Portland sem essa adição, aos 28 dias. De acordo com Bijen (1996), o tempo de cura para concretos com escória deve ser estendido para evitar efeitos adversos no material. Se essa cura não for suficiente durante um período determinado, pode-se esperar uma camada de cobrimento ou de superfície do concreto mais permeável.

O período usual de cura para um concreto comum é de 7 dias; porém, quando se utilizam cimentos com adições minerais um tempo maior para essa atividade faz-se necessário (ÇAKIR;

AKÖZ, 2006). Uma propriedade que está diretamente relacionada com a condição e o tempo de cura é a retração por secagem. Assim, em um período de cura de 28 dias, os valores de retração são menores que os de concretos curados durante 7 dias. Por esses entre outros fatores vê-se a necessidade de um período de cura maior possível quando da utilização de cimento Portland de alto-forno (FURNAS, 1997). Vale ressaltar que apesar da consideração voltada ao cimento Portland de alto-forno, essa recomendação vale para concretos com qualquer tipo de cimento.

2.2.3 Comportamento do concreto com cimento Portland de alto-forno quanto as suas propriedades físicas e mecânicas

Quando as escórias são adicionadas aos cimentos (para formar o cimento Portland de alto-forno, por exemplo) ou substituem o cimento na mistura, geram mudanças nas propriedades do concreto. Como principais mudanças, podem-se citar: a minimização da reação expansiva álcali-agregado, a diminuição da permeabilidade, o aumento da resistência aos sulfatos, a diminuição do calor de hidratação, o aumento da resistência mecânica à compressão em idades avançadas, entre outras, que serão exploradas neste capítulo.

2.2.3.1 Propriedades Mecânicas

Com a incorporação de escória de alto-forno no cimento têm-se menores resistências no concreto nas primeiras idades; porém, de acordo com Binici e colaboradores (2007), ao se introduzir 20% de escória no lugar do clínquer pode ocorrer um aumento significativo de resistência à compressão após 3 dias, quando comparado com teores mais elevados de escória.

A resistência à compressão para concretos com escória é menor nas primeiras idades, porém, esses valores tendem a aumentar com o tempo, chegando a melhores resultados após um ano, em comparação com misturas sem essa adição mineral e o ganho de resistência se dá em períodos mais longos para cimentos Portland de alto-forno.

2.2.3.2 Propriedades Físicas

Muitas propriedades do concreto endurecido estão relacionadas com a quantidade e características do poro, como resistência, durabilidade, permeabilidade² e difusão iônica, que são

² De acordo com Neville (1981) os poros relevantes para a permeabilidade são os capilares com diâmetro entre 0,12 a 0,16 µm. Conforme Mehta (1994) em vazios capilares maiores que 50 nm de uma pasta (conhecidos na literatura atual como macroporos), são admitidos como prejudiciais a permeabilidade.

diretamente influenciadas ou controladas pela quantidade, pelo tamanho e pela conectividade entre os poros (ALDEA et al, 2000).

Em misturas com adição de escória de alto-forno ao cimento têm-se a formação de uma estrutura de poros fina e descontínua. O tamanho médio de poros é menor do que para pastas com cimento Portland (raio 300 Å). A baixa permeabilidade é consequência do refinamento de poros, que torna o concreto menos permeável, aumentando sua durabilidade e melhorando seu desempenho com relação ao ingresso de agentes agressivos (MEHTA; MONTEIRO, 1994).

De acordo com Glasser (1997) com a inserção de escória não há uma redução da conectividade dos poros e por meio de uma cura adequada se alcança baixa permeabilidade. O refinamento do poro na pasta com cimento de alto-forno acontece de uma forma relativamente lenta, dependendo de uma boa cura. A porosidade e permeabilidade diminuem gradativamente entre os 6 e 12 meses de idade. Conforme Bijen (1996) a distribuição de tamanho do poro do concreto com escória de alto-forno é substancialmente mais fina do que o concreto com cimento puro; porém, a porosidade total não é influenciada.

Sabe-se que a permeabilidade ou estrutura da porosidade da matriz da pasta de cimento pode influenciar seu desempenho ao longo do tempo. Essa propriedade, porém, está fortemente relacionada com a porosidade, uma vez que a porosidade depende da forma como os poros estão distribuídos. Misturas de cimento de alto-forno, quando submetidas a uma cura adequada, dão origem a uma matriz da pasta de baixa permeabilidade. Isso implica em uma densa camada de produtos hidratados, que inicialmente se forma redor do grão de escória, com sua microestrutura se desenvolvendo ao longo do tempo. Além disso, tem-se a contribuição adicional do Ca, Al, e Si derivados de escória, o que pode explicar sua gradual densificação e resultante baixa permeabilidade (FENG et al, 1988; BROWN et al, 1991).

Com o uso de escória de alto-forno nos cimentos brasileiros, vê-se sua importância em vários aspectos, como a redução do impacto ambiental quando da utilização do co-produto gerado na produção de ferro gusa e no seu uso como substituição parcial do clínquer Portland. Como resultado desses cimentos com adição de escória há uma melhoria das propriedades físicas e mecânicas do concreto ou argamassa com sua utilização adequada, respeitando os períodos mínimos de cura.

No próximo capítulo, a ação de agentes agressivos, como cloretos e carbonatação serão abordados. Assim como a cura, o cobrimento do concreto e sua influencia na durabilidade do material. Será apresentada e discutida a ação do clima na durabilidade. A análise microestrutural também será abordada, primeiramente sendo apresentados os principais produtos de hidratação do cimento Portland e alguns produtos relacionados com a durabilidade.

3 Deterioração do concreto por carbonatação e penetração de íons cloreto

O processo de deterioração do concreto pela entrada dos agentes agressivos (íons cloretos e CO_2) e a ação do clima em sua durabilidade será o objeto de análise deste capítulo. Serão abordadas as ações dos íons cloretos e do CO_2 , e a influência da cura e do cobrimento do concreto na durabilidade do material, além da durabilidade do ponto de vista microestrutural.

3.1 Introdução

O estudo dos mecanismos de deterioração do concreto passa necessariamente pela análise de sua estrutura interna e sua permeabilidade. A rede de poros da mistura constituída também de capilares, cujas formas e dimensões são definidas desde o estado fresco e se concretizarão no estado endurecido, interferem de maneira decisiva na durabilidade do concreto. Essa rede de poros está diretamente relacionada com sua vulnerabilidade ao ataque de agentes agressivos (SATO et al, 1995).

A durabilidade do concreto armado, em termos gerais, é regida por quatro fatores principais, quais sejam: composição ou traço do concreto, adensamento adequado, cura efetiva e a espessura da camada de cobrimento das armaduras. Dentre esses fatores destaca-se o importante papel do cobrimento quer seja na ação física como barreira aos agentes agressivos, seja para prover um ambiente adequado à armadura, proporcionando condições de elevada alcalinidade (HELENE; DINIZ, 2001; CASCUDO, 2005). A cura, por sua vez, também tem um importante efeito nas propriedades do concreto de cobrimento, que é de evitar a evaporação prematura da água de amassamento e a formação de fissuras, contribuindo para surgimento e/ou aumento da porosidade e da permeabilidade. Portanto, a durabilidade da estrutura depende desses fatores e da relação entre eles (BALAYSSAC, 1995).

Além desses fatores, o processo de deterioração do concreto depende da interação com o ambiente no qual está inserido, sendo os principais meios agressivos a atmosfera urbana, industrial e marinha. No primeiro e no segundo caso normalmente têm-se impurezas na forma de óxidos de enxofre, fuligem ácida e dióxido de carbono (CO_2), que podem gerar carbonatação e corrosão da armadura. Na atmosfera marinha encontram-se cloretos de sódio e de magnésio (forma de cristais ou gotículas de água salgada), que também ocasionam corrosão da armadura, mesmo sem carbonatação (ANDRADE et al, 1997).

3.2 Aspectos climáticos relacionados à durabilidade

Pesquisas sobre durabilidade do concreto têm como enfoque os aspectos relativos aos seus materiais constituintes, a mistura (relação a/c, uso de aditivos) ou sua execução (cura, por exemplo); porém, é necessário o conhecimento do ambiente onde a estrutura está inserida (clima, umidade relativa), pois é um parâmetro importante que influencia na velocidade de deterioração e é tão significativo quanto suas propriedades físicas e mecânicas.

Entre os aspectos climáticos que podem influenciar na velocidade de deterioração do concreto está a temperatura. Com o aumento da temperatura, as reações químicas de degradação podem ser aceleradas. Em ambientes com altas temperaturas há um acréscimo na demanda de água e a temperatura do concreto fresco aumenta. Isso resulta em maior perda de abatimento com o tempo e hidratação mais rápida que leva, entre outros fatores, a uma aceleração da pega. Ortiz e colaboradores (2005) verificaram que em clima com baixas temperaturas (4 a 6 °C) a resistência à compressão é maior do que em altas temperaturas (22 a 37 °C). O aumento da temperatura nas primeiras idades pode causar tensões internas que excedem a resistência do material, acarretando o aumento da porosidade, fissuras e redução da resistência potencial. Vale lembrar que temperaturas elevadas durante a cura proporcionam um aumento da resistência nas primeiras idades; porém, a resistência a partir do sétimo dia pode ser afetada ou pode não ter o mesmo desempenho inicial.

O efeito do ambiente na difusão de cloretos em concretos contendo cimento Portland comum e com adição de cinza volante, em ambiente marinho, aumenta com o crescimento da temperatura e da umidade (OH e JANG, 2007). No caso da umidade, esse resultado é atribuído à possibilidade de movimentação de íons em meio aquoso nos poros ou pela facilidade que o concreto tem em absorver a umidade do meio (PONTES, 2006).

As variações térmicas do ambiente no clima brasileiro influenciam nos processos físicos (relacionados com os mecanismos de fissuração) e químicos de deterioração do concreto, os quais dependem também dos fatores internos, como relação a/c, dosagem, tipo de cimento e externos como tipo de cura. O seu principal efeito está relacionado com a retração térmica, que gera um esforço de tração no concreto, podendo ocasionar fissuras (LIMA, 2005).

As reações de deterioração que ocorrem no concreto precisam da existência de água para

acontecer, essa água pode ser advinda da chuva e da umidade. Nesse sentido, a incidência de chuva e umidade são fatores importantes para o desenvolvimento de mecanismos de deterioração (LIMA, 2005).

Devido à importância da umidade e da chuva, a NBR 6118 (ABNT, 2007) destaca que em ambiente urbano ou industrial em regiões de clima seco com UR do ar menor ou igual 65 %, ou com chuvas raras, admite-se uma agressividade mais branda. Esses critérios podem ser visualizados no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Classes de agressividades ambiental (NBR 6118, 2007).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	
¹⁾ pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos. ²⁾ pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: Obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente. ³⁾ ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.			

Meira e colaboradores (2006) observaram que as características climatológicas interferem na geração e no transporte de aerossol marinho, destacando a velocidade do vento, como fator preponderante na deposição salina a partir de 3,0 m/s.

Além desses fatores, a estrutura ainda é submetida à ação de substâncias agressivas na atmosfera. Dos poluentes existentes, destaca-se o dióxido de carbono (CO₂). A concentração de CO₂ pode variar em função do ambiente em que a estrutura está inserida. A tendência é da taxa de carbonatação se elevar com o aumento dessa concentração; porém, o ambiente efetivo onde se encontra a estrutura deve ser classificado como próximo a tráfego intenso de veículos, em ambientes internos de garagem, e em ambientes industriais (HELENE, 1993). No Quadro 3.2

pode se observar as concentrações de CO₂ em função do ambiente em que a estrutura está inserida. Apesar dos valores de referência, essa concentração tem aumentado em função das mudanças climáticas. Para entender melhor essa mudança, basta comparar o teor de CO₂ no ano 1900 com o ano de 2000 no mundo, com valores em torno de 300ppm e 350ppm, respectivamente (YOON et al, 2007).

Quadro 3.2 - Classificação dos ambientes em função da concentração de CO₂ (NEVILLE, 1997).

Ambiente	Concentração de CO ₂ no ar (% em volume)
Ambiente rural	0,03
Ambiente urbano	0,3 a 1
Ambiente de laboratório	0,1

O ambiente marinho é um agente importante no processo físico e químico de deterioração, uma vez que na água do mar encontram-se elementos como cloreto (19 a 80 g/l), sódio (11 a 100 g/l), sulfato (2 a 76 g/l), magnésio (1,33 g/l), cálcio (0 a 43 g/l), potássio (0 a 40 g/l), entre outros, que podem contribuir para o dano do concreto (MEHTA, 1991; MEHTA; MONTEIRO, 1994).

Muitos autores e códigos de norma dividem o ambiente marinho em zonas, em função das características diferentes de ataque, ou seja, pelo acesso de oxigênio, da água ou umidade. Essas zonas podem ser visualizadas na Figura 3.1.

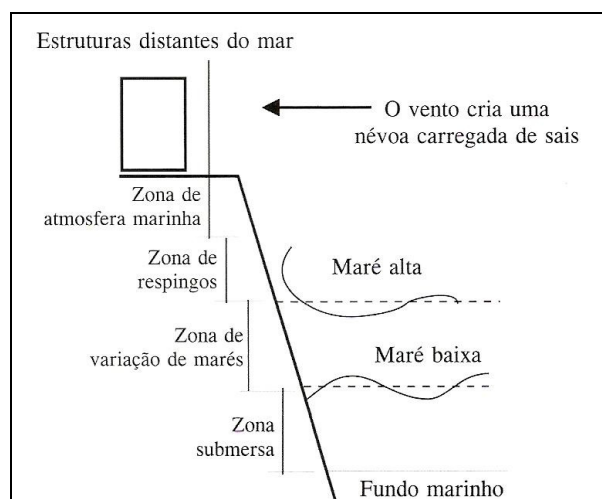


Figura 3.1 – Zonas de agressividade às estruturas de concreto (DURACRETE adaptado por LIMA, 2005).

As zonas apresentadas na Figura 3.1 são: a zona de respingos (ação direta do mar sujeita às ondas e aos respingos); zona de variação de marés (limitado por níveis de maré); zona

submersa (permanentemente submersa) e zona de atmosfera marinha, que tem como principal mecanismo de deterioração a ação de íons cloreto (sem contato direto com o mar, mas recebendo uma quantidade considerável de sais) (BICZOK, 1972; LIMA, 2005).

No caso da zona de atmosfera marinha vale ressaltar que a quantidade de sais vai diminuindo significativamente com o aumento da distância do mar (MEIRA, 2006). Pontes (2006), ao avaliar o nível de deposição de cloretos em zona marinha, observou que até uma distância de 400m do mar essa deposição é significativa; porém, ela atinge valores ínfimos a partir dos 700m. Esse resultado depende, principalmente, da direção e velocidade do vento.

3.3 A ação de agentes agressivos no concreto

Quase todos os mecanismos de deterioração das estruturas de concreto se desenvolvem em duas fases, como apresentado na Figura 3.2. Primeiramente tem-se a fase de iniciação onde o material ainda preserva suas propriedades. Quando a barreira de proteção é rompida e a penetração de agentes agressivos (como cloretos, carbonatação e sulfatos) é intensificada e na fase de propagação, ocorre o desenvolvimento da deterioração e a perda funcional da estrutura (ROSTAM, 1996).

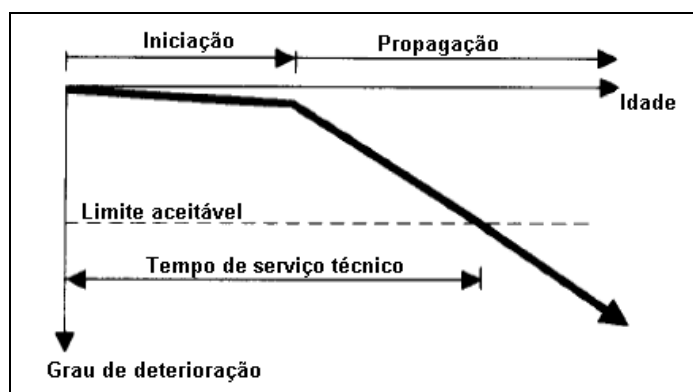


Figura 3.2 – Deterioração do concreto: fases de Iniciação e Propagação (ROSTAM, 1996).

O ambiente marinho é um ambiente propício para a penetração de cloretos, além da deposição salina, que é um fator determinante nesse processo. No caso da carbonatação, o ambiente com CO_2 elevado, aliado à umidade relativa do ar e qualidade do concreto irá determinar o período e, conseqüentemente, a quantidade de corrosão até o limite permitido.

Quanto à forma de exposição do concreto ao ambiente agressivo, o que Illston (1994) chama de mecanismos primários de transporte, podem ser o ar atmosférico, águas aspergidas

sobre o mesmo ou em ambientes marinhos sujeitos aos movimentos das marés ou totalmente submersos. Mehta (1994) apresenta esse mesmo modelo, considerando apenas os mecanismos de marés ou totalmente submersos e o ar atmosférico, não considerando águas aspergidas. Para cada um desses meios haverá um mecanismo atuante: difusão gasosa, difusão de vapor de água, difusão iônica, absorção e permeabilidade à água. Em todos os mecanismos a porosidade e a rede de capilares vão exercer importância definitiva quanto à durabilidade do concreto.

3.3.1 A ação da carbonatação em estruturas de concreto

Com a hidratação do cimento no concreto são gerados cerca de 20% a 35% de hidróxido de cálcio $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$, deixando a água do poro com uma alta alcalinidade, conferindo à solução da mistura um pH superior a 12. Neste meio alcalino é formada uma camada de passivação¹ na superfície da armadura, que proporciona a ela uma proteção contra a reação com oxigênio e água, ou seja, contra a corrosão (BUCHER, 1988).

A pasta de cimento hidratado é uma estrutura relativamente porosa, permitindo que ocorra uma troca de gases ou líquidos com o ar externo e vice versa, sendo o anidrido carbônico (CO_2) um dos gases contidos na atmosfera que pode penetrar pelos poros capilares e vazios da pasta endurecida. A entrada do CO_2 no concreto é regida pela forma e pela estrutura do poro, além da saturação dos mesmos. Caso os poros estejam secos (em estufa) a carbonatação não acontecerá por falta de água. Porém, se os poros estiverem saturados, a carbonatação também não ocorrerá pela baixa difusão do CO_2 na água. A situação mais propícia é quando os poros estão parcialmente preenchidos com água. Nesse sentido, nota-se a dependência da umidade para que o processo ocorra. Na Figura 3.3 observam-se essas situações (CASCUDO, 1997).

A carbonatação é a formação de carbonato de cálcio (CaCO_3), proveniente da reação de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ com o CO_2 existente na atmosfera², o qual penetra no concreto por meio de difusão³ (ILLSTON, 1994). Além do hidróxido de cálcio $\text{Ca}(\text{OH})_2$, os compostos hidróxido de sódio (NaOH), hidróxido de potássio (KOH) e os silicatos alcalinos são suscetíveis à carbonatação (FIGUEREDO, 2005).

¹ Várias são as opiniões sobre a natureza desta camada: se é um precipitado de hidróxido férrico ou uma película de $\gamma\text{Fe}_2\text{O}_3$ ou Fe_2O_4 (BUCHER, 1988).

² CO_2 na atmosfera: resíduo da queima de combustíveis fósseis, de queimadas, da respiração animal ou de algumas reações químicas envolvidas no processo de putrefação de matéria orgânica (MEDEIROS, 1994).

³ Quando ocorre uma diferença de concentração entre duas regiões do substrato e um gás ou vapor desloca-se neste ocorre a difusão (NEVILLE, 1997).

Em termos gerais é necessária a dissolução do CO₂ na solução aquosa, para iniciar a carbonatação dos produtos hidratados (C-S-H, Ca(OH)₂). O C-S-H pode reagir com o CO₂, porém, essa reação é complexa por causa da variedade de fases desse produto. No caso do hidróxido de cálcio, ele possui menor solubilidade do que o hidróxido de sódio (NaOH) e de potássio (KOH), sendo essa solubilidade determinada pela quantidade de íons hidroxila presentes na solução.

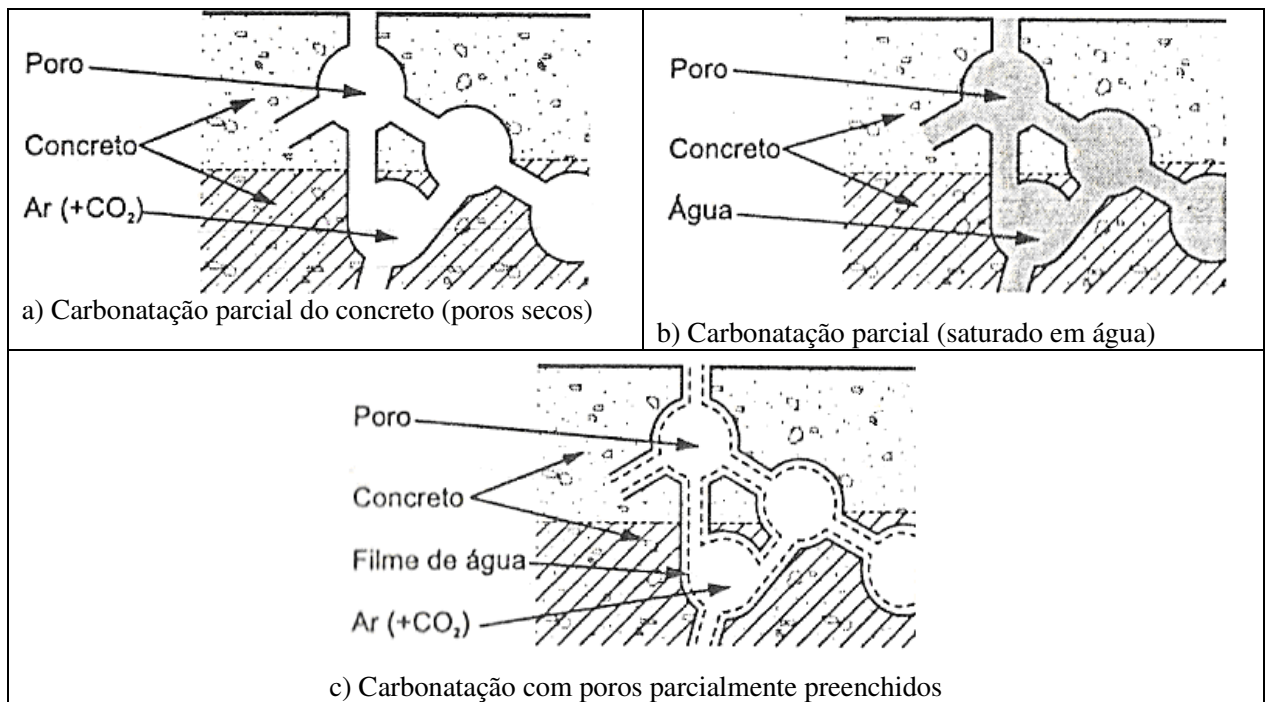


Figura 3.3 – Representação esquemática da carbonatação (CASCUDO, 1997).

A reação de carbonatação envolve a dissolução e difusão do hidróxido de cálcio na água dos poros, e a reação com CO₂ dissolvido formando carbonato (STEFFENS et al, 2002).

Durante a carbonatação ocorrem as seguintes reações principais: a difusão, penetração e dissolução do CO₂ e transformação em H₂CO₃. Após essa transformação ocorre a ionização do H₂CO₃ para H⁺, HCO³⁻, CO₃²⁻, caindo o pH de 12 para 9. Na Reação química do CO₂ com o hidróxido de cálcio (reação 3.1) obtém-se a formação do carbonato de cálcio na fase aquosa dos poros.



Como principal efeito dessas reações tem-se a colmatação dos poros do concreto pela

precipitação dos carbonatos nas suas fases mineralógicas. A reação 3.2 apresenta a dissolução do Ca(OH)_2 , ou seja, os cristais de hidróxido de cálcio se dissolvem na fase aquosa dos poros do concreto (FIGUEREDO, 2005).



A reação 3.3 apresenta a dissolução do CO_2 na solução do poro com a formação do ácido carbônico.



A Reação 3.4 apresenta a formação do carbonato de cálcio. Para que ocorra a formação do CaCO_3 deve haver a solubilização do gás carbônico, na seqüência a reação para formação do carbonato de cálcio (FIGUEREDO, 2005).



A reação do CO_2 com o silicato tricálcio hidratado dissolvido na água dos poros é apresentada na Reação 3.5. Essa reação não afeta a alcalinidade da fase aquosa no poro.



O CO_2 em contato com a superfície da estrutura penetra sob a forma de frente de carbonatação, separando duas zonas distintas no concreto: uma zona carbonatada (com $\text{pH} \leq 9$) e outra não carbonatada (com $\text{pH} \geq 12$) (SOROKA, 1993).

Os fatores que tornarão a profundidade carbonatada menor são a cura úmida mantida por períodos mais longos, quando a UR do ambiente superar os 80 % ou for inferior a 60 % e ocorrer ciclos de molhagem e secagem. No caso da $\text{UR} < 50\%$ tem-se a falta água para a reação e $> 95\%$ não há carbonatação. Por outro lado, essa profundidade será maior quando o cimento contiver mais de 10 % de adições, a cura for inferior a 5 dias, houver ventos e a temperatura ambiente superar 30 °C, e o concreto for mal lançando e adensado gerando ninhos de concretagem (HELENE, 1993; ANSTICE et al, 2005).

O problema maior da carbonatação está na despassivação da armadura, pois se os compostos básicos presentes na pasta de cimento forem neutralizados ocorrerá uma redução do pH tornando a armadura mais vulnerável à instalação de um processo de corrosão. Atingindo a armadura, conforme as condições de umidade ambiente, pode ocorrer a corrosão com

aparecimento de manchas, fissuras, destacamento de partes do concreto, com casos até de perda da seção resistente e da aderência.

Para que ocorra um avanço da carbonatação no concreto é necessária a ocorrência dos seguintes fatores: a alta concentração de CO₂ no ar em que este está exposto, Ca(OH)₂ disponível para carbonatar, porosidade aberta à difusão dos gases e umidade no interior dos poros capilares, pois em poros sem água não há carbonatação, sendo a água o meio indispensável para que ocorra a reação química (BUCHER, 1988).

O efeito deletério da carbonatação não está apenas no surgimento da corrosão da armadura, mas nas propriedades físicas e mecânicas do material. Jerga (2004) avaliou a influência da carbonatação acelerada nas propriedades físicas e mecânicas do concreto. Entre os resultados pode-se considerar que a carbonatação influenciou negativamente no incremento da resistência à compressão e no módulo de elasticidade. O pior resultado foi para a retração, pois houve um aumento da retração de 0,35% nas amostras estudadas, em comparação a referência (com cura úmida, sem a ação da carbonatação acelerada). Vale ressaltar que os resultados foram influenciados também pela quantidade de cimento e que as mudanças no concreto devido à carbonatação devem ser consideradas, especialmente no diagnóstico de estruturas deterioradas para a correta interpretação de resultados, caso sejam investigadas.

A profundidade de carbonatação e o tempo são relacionados na Equação 3.1.

$$x = K.t^{1/2} \qquad \text{Equação 3.1}$$

Onde: x é a profundidade de carbonatação (geralmente em mm), t é o tempo de exposição ao CO₂ (geralmente em anos) e k é uma constante relacionada com as características de difusão do concreto. O valor de k depende dos seguintes fatores: grau de saturação do concreto, da estrutura dos poros do concreto e da quantidade de dióxido de carbono presente no ambiente (ILLSTON, 1994).

HELENE (1993) sugere, conforme Quadro 3.3, uma classificação do concreto em função do coeficiente de carbonatação k. Esses coeficientes aplicam-se a concretos de cimento Portland comum, submetidos a cura adequada durante período igual ou superior a cinco dias e a partir daí mantidos em ambientes de UR entre 60 e 80 % com temperaturas de 20 a 30 °C e concentração

normal de gás carbônico no ar (0,03 %).

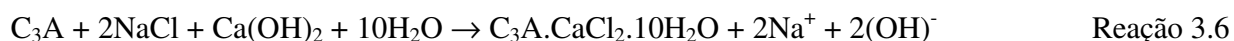
Quadro 3.3 – classificação dos concretos com base nos coeficientes de carbonatação K (HELENE, 1993).

Classificação do concreto	Coefficiente de carbonatação	Resistência característica do concreto à compressão	Profundidade de carbonatação provável x	
	K mm.ano ^{-1/2}	f _{ck} MPa	Em 15 anos mm	Em 50 anos mm
Durável	< 3	> 35	11	20
Normal	3 a 6	20 a 35	22	40
Deficiente	> 6	< 20	33	60

3.3.2 A ação de íons cloreto em estruturas de concreto

Há quatro tipos de fontes comuns de cloretos: aceleradores de pega e endurecimento contendo em sua composição cloreto de cálcio (CaCl₂), contaminação em agregados em regiões próximas ao mar e águas contaminadas ou salobras, de água do mar (para estruturas costeiras e marinhas) e sais de degelo usado em estradas e estacionamentos nos países de clima frio. Pequenas quantidades de cloretos contidas em agregados podem ser toleradas, pois estas participam na reação com as fases de aluminato do cimento (ILLSTON, 1994).

Dos íons cloreto que penetram no concreto, parte liga-se ao aluminato tricálcico (C₃A) formando principalmente cloroaluminato de cálcio (também conhecido como sal de Friedel - C₃A.CaCl₂.10H₂O (Reação 3.6), o qual se incorpora às fases do cimento hidratado. Outra parte é absorvida na superfície dos poros e o restante fica dissolvido na fase aquosa dos poros, que formam os cloretos livres que são perigosos e causam danos à estrutura (HELMUTH; STARK, 1992; PAGE citado por FIGUEREDO, 2005).



De modo geral, sempre haverá um estado de equilíbrio entre as três formas de ocorrência desses íons, de forma que sempre existirá certo teor de Cl⁻ livre na fase líquida do concreto (HELMUTH; STARK, 1992; FORTES; ANDRADE, 1995; CASCUDO, 1997). Cimentos com baixos teores de C₃A têm menor capacidade de imobilizar íons cloreto pela formação do cloroaluminato de cálcio hidratado. Com a formação desse composto há uma diminuição da concentração de íons cloreto livres na solução aquosa dos poros do concreto.

A penetração dos cloretos na forma de cloretos livres depende de fatores como o tipo de íons positivos (cátions) associados aos cloretos, o momento de acesso ao concreto antes ou após seu endurecimento, a presença de outro íon negativo (ânion) como o sulfato, o tipo de cimento usado na produção de concreto, a qualidade de produção e cura do concreto, a umidade ambiente, a relação água/cimento, o estado de carbonatação e o consumo de cimento por m^3 de concreto. Analisando a resistência à penetração de íons cloreto, Leng e colaboradores (2000) e Oh e colaboradores (2002) verificaram que a difusão de íons cloreto aumenta com o aumento da relação água/cimento, e cimentos com cinzas volantes e escória de alto forno têm alta resistência à difusão (HELENE, 1997; SONG et al, 2008; LAWRENCE, 2006).

A Figura 3.4 apresenta uma curva correspondente ao comportamento do concreto em função do teor de cloretos em concretos carbonatados ou não.

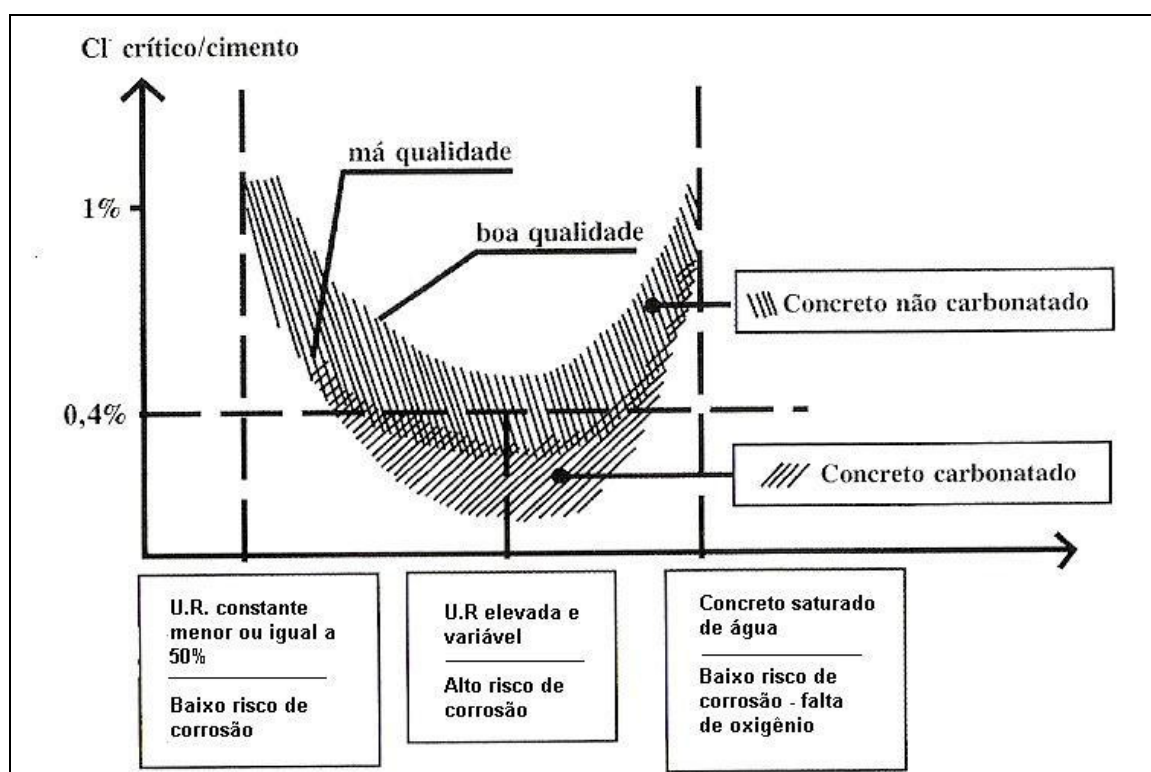


Figura 3.4 – Variação do teor crítico de cloretos em função da carbonatação do concreto e da umidade relativa (CASCUDO, 1997).

Em casos de umidade relativa abaixo de 50% e quando o concreto está saturado há um baixo risco de corrosão, porém quando a umidade é variável o risco de corrosão é elevado. Além do teor crítico de cloretos (o teor limite de cloretos é 0,4% em relação à massa de cimento),

outros fatores influenciam na velocidade de deterioração da mistura. Esses fatores estão diretamente ligados a qualidade do concreto, que se refere à: porosidade, permeabilidade e espessura da camada de cobrimento; à permeabilidade do material, que depende da cura adequada e da quantidade de água na mistura (relação água/cimento); e ao consumo de cimento na dosagem do concreto. Observa-se na figura que a qualidade do concreto influencia diretamente na carbonatação, pois se ele for de boa qualidade, mesmo em situação mais crítica, quanto à umidade e ao teor de cloretos, a probabilidade dele carbonatar é menor ou o tempo para que ocorra a carbonatação é maior.

De uma forma geral esses fatores não estão isolados, uma vez que o consumo de cimento e a relação a/c interferem tanto no cobrimento quanto no restante do material e a permeabilidade, por sua vez, também está relacionada à todos os outros fatores citados. Assim, a qualidade do concreto irá interferir diretamente na sua durabilidade, em especial quando o material estiver submetido à umidades variáveis e teores críticos de cloretos.

De acordo com Mehta (1994) o limite da quantidade de cloretos para se iniciar a corrosão em concretos com dosagens usuais deve estar na faixa de 0,6 a 0,9 Kg/m³, porém, esse mesmo autor indica que são aceitos também, teores de cloretos de 0,4 % em relação à massa de cimento ou 0,05 % a 0,1 % para a massa de concreto. A norma de preparo, controle e recebimento do concreto, NBR 12655 (ABNT, 2006), estabelece valores máximos para a concentração de íons cloreto a fim de proteger as armaduras do concreto (Quadro 3.4).

Quadro 3.4 - Teor máximo de íons cloreto para proteção de armaduras do concreto (NBR 12655, 2006).

Tipo de estrutura	Teor máximo de íons cloreto (Cl) no concreto % sobre a massa de cimento
Concreto protendido	0,05
Concreto armado exposto a cloretos nas condições de serviço da estrutura	0,15
Concreto armado em condições de exposição não severas (seco ou protegido da umidade nas condições de serviço da estrutura)	0,40
Outros tipos de construção em concreto armado	0,30

A NBR 12655 (ABNT, 2006) também estabelece os valores máximos de relação a/c (de 0,5) e fck mínimo (de 35MPa) para situações em que o material estiver com armadura exposta a cloretos provenientes de agentes químicos de degelo, sal, água salgada, água do mar ou respingos

ou borrifação desses três agentes. A relação a/c de 0,5 e o fck de 35 MPa valem para condições de exposição em que é necessário um concreto de baixa permeabilidade à água.

Martins (2001) avaliou o teor de cloretos em diferentes profundidades da camada de cobrimento, a partir da base de corpos-de-prova cilíndricos imersos em solução de NaCl, utilizando cimento Portland de alto-forno. Esse concreto tinha as mesmas características do concreto utilizado nesta pesquisa (traço, relação água/cimento) e também foram submetidos à cura imersa por sete dias. Pode-se destacar, nos resultados, que a partir de 10 mm de profundidade o teor de cloretos no concreto diminui bruscamente, caindo de 1,5% (em relação à massa de cimento) a 10 mm de profundidade para 0,3% em 20 mm de profundidade. Evidenciando, assim, o prejuízo que essa área superficial sofre em relação às demais profundidades (de 20 a 40 mm).

Os íons cloreto podem causar corrosão de três formas: 1º) passando através da película protetora da armadura, que existe na superfície desse material num ambiente com alto pH, despassivando a armadura; 2º) através da adsorção de cloretos na superfície da armadura e promovendo a hidratação dos íons metálicos, facilitando a despassivação; e 3º) competindo com íons hidroxila por íons ferrosos produzidos pelo processo corrosivo (ZIVICA, 2003).

Dentro de um processo de corrosão eletroquímica, qualquer diferença de potencial entre as zonas anódicas e catódicas acarreta o aparecimento de uma corrente elétrica. Da corrente elétrica, o fluxo de íons migra da zona anódica para a catódica. No ânodo há a transformação de Fe em Fe^{2+} , sendo este levado pelo eletrólito em direção ao cátodo. Após ganhar elétrons, o cátodo gera íons OH^- (combinação com o hidrogênio da água, existente nos poros do concreto), que seguem em direção ao ânodo, e ao se encontrarem com o Fe^{2+} formam o $Fe(OH)_2$ que é uma das formas de corrosão ferruginosa (FORTES; ANDRADE, 1995; CASCUDO, 1997). O mecanismo da pilha de corrosão em concreto armado com o ânodo e cátodo em barras distintas pode ser observado na Figura 3.5.

Os íons cloreto formam o ânodo, que destroem a película passivante sobre a armadura, intensificando a sua corrosão. Para que esse processo ocorra deve haver a ação conjunta da umidade, do oxigênio e os íons cloreto. Além dos íons cloretos, podem-se citar outros agentes agressivos contidos ou absorvidos pelo concreto: íons sulfetos (S^{2-}), os nitritos (NO_2^-), o dióxido de carbono (CO_2), o cátion amônio (NH_4^+), os óxidos de enxofre (SO_2 , SO_3).

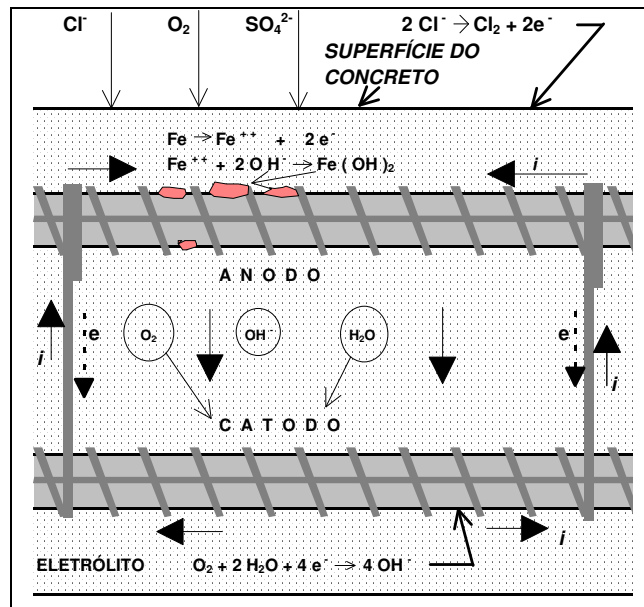


Figura 3.5 - Pilha de corrosão em concreto armado com o ânodo e cátodo em barras distintas (FORTES; ANDRADE, 1995).

3.4 Cura e sua influência na durabilidade do concreto

O objetivo da cura é impedir a secagem prematura do concreto de forma a controlar sua temperatura no período de tempo suficiente para que ele atinja as propriedades desejadas (MEHTA, 1994; THOMAZ, 2005; EGLINTON, 2006).

A cura está diretamente relacionada à evaporação da água livre ou à água em excesso que não reagiu com o cimento. Com evaporação evitada, menores são os riscos de retração por secagem e, conseqüentemente, o surgimento de microfissuras, as quais podem servir de entrada aos agentes agressivos. A intensidade de evaporação da água livre não depende apenas da cura, mas também da composição e temperatura do concreto, da área exposta da peça, de temperatura e umidade relativa do ar, insolação e velocidade do vento (ARNOLD, 2003; THOMAZ, 2005).

Várias são as maneiras de se realizar a cura do concreto. Entre as principais pode-se citar a cura úmida, podendo-se realizar por meio de lamina de água sobre lajes e pisos, ou aspersão contínua, cobrindo a superfície com panos molhados ou sacos de aniagem, de areia ou terra molhada, manta geotêxtil (permanentemente umedecidos); cura selada ou por membrana (age como uma barreira para evaporação da água, como exemplos desse tipo de cura pode-se citar filmes plásticos; membranas de resinas, ceras ou borrachas sintéticas dissolvidas em solventes,

em água e papéis impermeáveis) e cura térmica (realizada com vapor à pressão atmosférica ou com vapor a alta pressão em autoclave) (MINDESS; YOUNG, 1981; NEVILLE, 1997; ARNOLD, 2003).

Para evitar uma maior retração do concreto nas primeiras idades (até 7 dias), é importante respeitar os períodos de cura estabelecidos na literatura para que essa etapa ocorra de uma forma eficaz.

A Figura 3.6 apresenta um ábaco que indica alguns parâmetros para avaliar a possibilidade de ocorrer a formação de fissuras. Como exemplo, para uma temperatura do ar de 35 °C, umidade relativa de 40 %, temperatura do concreto de 35 °C e velocidade do vento de 30Km/h, se obtém uma evaporação de 2,0 L/m/h, a qual estaria com 100 % de risco de formação de fissuras pela retração do concreto (ACI 305:1975 citado por CÁNOVAS, 1988).

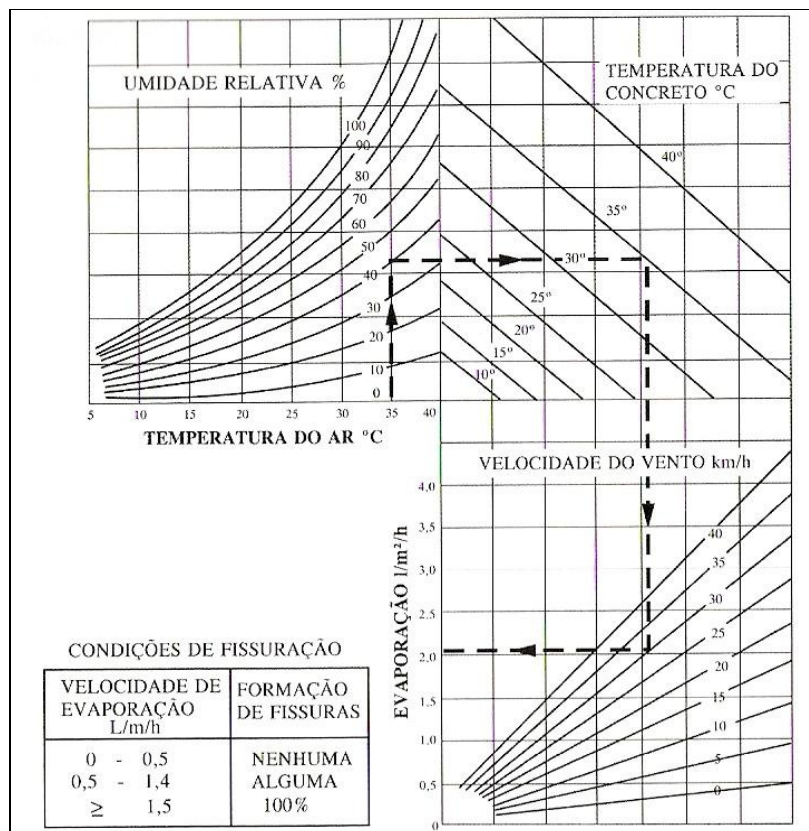


Figura 3.6 – Velocidade de evaporação da água do concreto (ACI 305:1975 citado por CÁNOVAS, 1988).

O Quadro 3.5 apresenta os períodos mínimos de cura para cada tipo de cimento em função da relação água/cimento adotada (THOMAZ, 2005). Esses valores podem ser corrigidos e não

dependem apenas do tipo de cimento para o período mínimo de cura, devendo ser consideradas as condições atmosféricas (temperatura, vento, umidade relativa do ar), a relação área exposta/volume da peça concretada e as condições de agressividade ambiental. Na prática, é comum observar a interrupção de períodos mínimos de cura. Essa ação tem várias conseqüências, dependendo do ambiente ao qual a estrutura está exposta. O problema pode ser agravado, como por exemplo, pela dilatação térmica devido às temperaturas elevadas, ocasionando fissuras no concreto (MINDESS; YOUNG, 1981).

Observa-se no Quadro 3.5 que os cimentos com adições (escória de alto-forno, cinzas volantes, materiais pozolânicos, sílica ativa) necessitam de um prazo maior para cura. Esse período maior ocorre em função de vários fatores, como por exemplo, no caso do cimento com escória de alto-forno, que o processo de hidratação é mais lento que o cimento comum, para se evitar problemas como de retração e a necessidade de água para desenvolvimento de suas propriedades aglomerantes (FURNAS, 1997; THOMAZ, 2005). Observa-se em estudos como o de Castro (2003) e Braun (2003) que cimentos com maior teor de adição, como o CP III 32, necessitam de um período maior de cura, em comparação aos outros tipos de cimentos apresentados no Quadro 3.5.

Quadro 3.5 – Períodos mínimos de cura recomendados para concretos de cimento Portland (THOMAZ, 2005).

Tipo de cimento	Período mínimo de cura (dias) para relações água/cimento			
	0,35	0,55	0,65	0,70
CP I e CP II – 32	2	3	7	10
CP IV 32 (POZ)	2	3	7	10
CP III 32 (AF)	2	5	7	10
CP II 40	2	3	5	5
CP V (ARI)	2	3	5	5

De acordo com o ACI 308 (1992) o período de cura úmida para uma estrutura de concreto é de 7 dias ou o tempo necessário para se alcançar 70 % da resistência estabelecida, seja ela à compressão axial ou de tração na flexão; entretanto, para concreto contendo pozolanas esse período pode variar de 2 a 3 semanas, devido ao desenvolvimento mais lento da resistência, de um baixo calor de hidratação e da reação do cimento com a pozolana.

Ao comparar o prazo determinado por Thomaz (2005) de 2 a 10 dias para cimento de alto-forno e o ACI 308 (1992) que determina no mínimo 7 dias, independente do tipo de cimento

adotado, observa-se que o ACI tende a ser mais criterioso quanto ao período de cura do concreto, o que vale uma reflexão quanto a esses prazos no Brasil, principalmente em função do controle de qualidade desse material em obra e do ambiente aos quais as estruturas estão submetidas. É importante ressaltar que os períodos de cura estabelecidos dependem de vários fatores, como as condições atmosféricas, que mudam de um país para o outro.

Muitos são os estudos com diferentes tipos de cura e sua relação com propriedades mecânicas, físicas e de durabilidade. Entre as pesquisas realizadas pode-se citar a de Lorenzetti e colaboradores (2002) que compararam a cura por imersão com a cura utilizando uma película plástica (corpos-de-prova lacrados com filme plástico de PVC, adesivo e transparente, como se estivessem nas próprias formas de moldagem) para evitar a evaporação da água, resultando que a cura por imersão é melhor do que a cura com a película. A cura por 3 dias aumenta 27 % da porosidade em relação à cura de 7 dias e a cura com película não contribuiu para amenizar a porosidade capilar. Ao comparar a profundidade de carbonatação em concretos submetidos a 1 dia, 3 dias e 28 dias de cura úmida, Baylassac (1995) verificou que quanto maior o tempo de cura menores são as profundidades de carbonatação e 1 dia de cura não é suficiente, mesmo com quantidades maiores de cimento na mistura (entre 300 e 420 kg/m³).

Camarini et al (1999) analisaram a absorção de água em corpos-de-prova prismáticos de concreto de alto desempenho (62Mpa), submetidos a duas temperaturas de cura e três tipos de umidade relativa (30%, 60% e 100%). Dos resultados, conclui-se que a temperatura de cura pode aumentar a absorção inicial para 64% e o aumento da umidade relativa de 60% para 100% durante 7 dias pode diminuir a absorção de água no concreto por um fator de 2. De acordo com os autores, a elevada temperatura de cura aumenta a quantidade de poros capilares e os métodos de cura onde a água livre é aplicada na camada de cobrimento, são mais eficazes do que os métodos onde se previne ou limita a perda de umidade.

Castro (2003), Braun (2003) e Ferreira Junior (2003) analisaram propriedades de concretos com diferentes tipos de adição mineral, sob cura úmida e cura ao ar. Em termos gerais, os melhores resultados para as propriedades avaliadas foram para os concretos com cura úmida de 28 dias. No entanto, as misturas com adições se mostraram mais sensíveis à cura do que a de referência, principalmente as com cinza de casca de arroz, escória granulada de alto-forno e cinza volante. A cura do concreto com cimento contendo adições minerais está diretamente relacionada

com o mecanismo de transporte de massa (permeabilidade) na mistura, como observado na Figura 3.7. Quanto maior o teor de adições, maior deve ser a preocupação com a cura, uma vez que a permeabilidade é regida pelo período e procedimento como a cura do concreto é realizada. Assim, ressalta-se a importância do tempo e procedimento de cura na permeabilidade do concreto, em função do teor de adições utilizado na mistura. Dependendo de como foi a cura, ou seja, se ela foi bem ou mal executada, tem-se uma permeabilidade menor ou maior, respectivamente. Aliada à forma como a cura foi realizada, o teor de adições no cimento também influencia fortemente a permeabilidade do material, pois quanto maior o teor de adições, maior é a necessidade de uma boa cura, para que se tenha um concreto com a permeabilidade baixa, e menos suscetível à entrada de agentes agressivos.

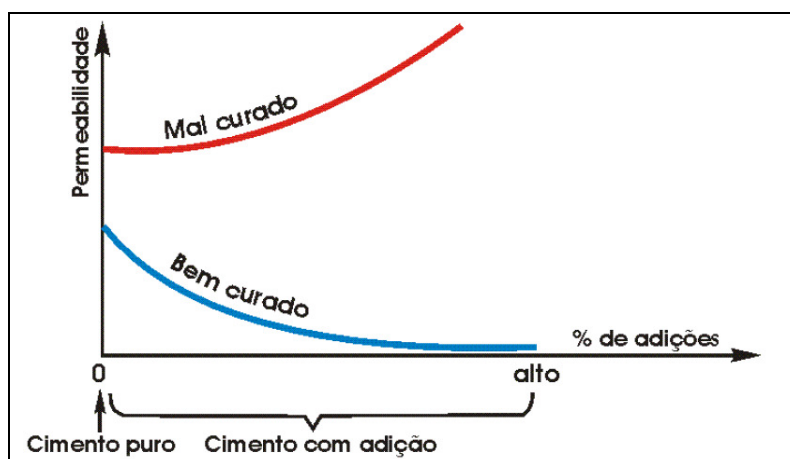


Figura 3.7 – Influência do tipo de cimento e da cura na permeabilidade do concreto (CEB, 1993).

Couto (2003) investigou as características do concreto de cobrimento submetido a diversas condições de cura. Esse autor observou que concretos submetidos à cura úmida por 28 dias apresentaram melhores resultados em relação à cura úmida por 3 e 7 dias e à cura química (produto químico a base de parafina, borracha ou acrílico, que se polimeriza quando perde água e se transforma em uma película que impede a saída de água do concreto). Os piores resultados foram com cura ao ar. Esse fato ocorreu devido à possibilidade de preenchimento dos espaços ocupados pela água no concreto fresco por produtos de hidratação do cimento, evitando a retração ou micro fissuração e deixando-o menos permeável. Nesse sentido, observa-se a importância do período de cura na durabilidade do concreto, como analisado por Ferreira e colaboradores (2005), que observaram uma diminuição nos coeficiente de difusão de cloretos com o decorrer do tempo, ou seja, quanto maior a idade de cura mais resistente é o concreto à

difusão de íons cloreto, e a resistência à compressão do concreto quando submerso em água é aproximadamente 40 % maior em relação ao que teve a cura ao ar.

Mesmo com fatores importantes que tem um efeito direto na durabilidade (como quantidade de cimento e relação *a/c*), as condições de cura, em especial o tempo de cura, também têm um papel fundamental na durabilidade.

Dhir e colaboradores (1995) avaliaram a penetração de cloretos, carbonatação, potencial de corrosão e absorção de concretos sob três tipos de cura: cura química, cura ao ar com temperatura de 20 °C e umidade relativa do ar de 60 % e a cura utilizando um filme plástico para evitar perda de água. Em termos gerais, os melhores resultados para as propriedades estudadas foram obtidos nos concretos com cura química, seguido de filme plástico e cura ao ar.

3.5 Cobrimento do concreto

O concreto de cobrimento, concreto de pele ou capa de concreto, exerce um papel importante na durabilidade da estrutura, uma vez que ele age como barreira física contra agentes agressivos, oxigênio e umidade, além de garantir uma proteção química em meio alcalino (CASCUDO, 1997). A Figura 3.8 apresenta a interação do concreto de cobrimento com o ambiente, ressaltando a sua importância quanto à entrada dos agentes agressivos (DEWAR; ANDERSON, 1992; ALEXANDER et al, 2001).

Pode-se observar na Figura 3.8 a importância do cobrimento uma vez que essa é a principal zona afetada pela cura, além de ser a porta de entrada dos agentes agressivos no material. Para que a camada de cobrimento exerça de forma eficaz sua função de proteger a armadura dos agentes agressivos, os cuidados necessários nas etapas do processo produtivo são fundamentais. Esses cuidados têm início na especificação correta da espessura de cobrimento em projeto, na dosagem correta do material para garantia de sua durabilidade, adequada execução e cura.

De acordo com Alexander e colaboradores (2001), a zona afetada pela cura pode não corresponder a toda a camada de cobrimento, daí a preocupação com a qualidade do concreto atentando para aspectos de durabilidade, como cura, relação água/cimento, quantidade mínima de cimento na mistura, além dos cuidados de execução.

Devido à importância do concreto de cobrimento, muitas são as prescrições normativas

(nacionais e internacionais) quanto à sua espessura, orientando geralmente em função da agressividade ambiental, da relação água/cimento e do tipo de elemento estrutural.

Visando a durabilidade do concreto, a NBR 6118 (ABNT, 2007) apresenta critérios de projeto para o cobrimento. Essa norma estabelece cobrimentos nominais em tipos de estrutura. O cobrimento nominal (C_{nom}) é o cobrimento mínimo ($C_{mín}$) acrescido da tolerância de execução (Δc), que em obras correntes deve ser: $\Delta c = 10\text{mm}$.

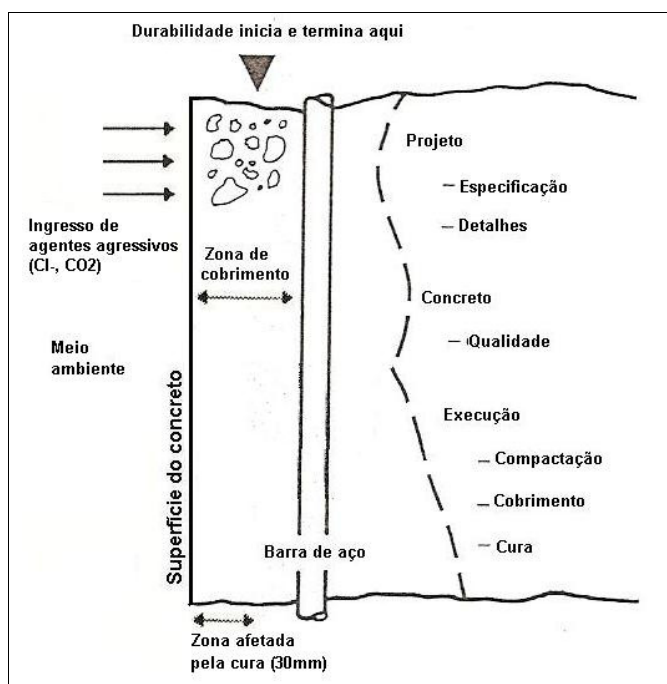


Figura 3.8 – Esquema da interação do concreto com o meio ambiente e da proteção da armadura (DEWAR; ANDERSON, 1992; ALEXANDER et al, 2001).

A British Standards Institution (BS 8110, citado por ILLSTON, 1994) recomenda cobrimentos mínimos em função da agressividade ambiental, da resistência do concreto, da relação água cimento e da quantidade de cimento (Figura 3.9). A agressividade ambiental é classificada em função das condições de exposição: suave (ambiente interno ou protegido de agentes agressivos), moderado (protegido de chuvas severas, sujeito a condensação e imerso em água), severo (exposto a chuvas severas, sob ciclos de molhagem e secagem), muito severo (em ambiente marinho ou exposto a gases corrosivos ou severos). Neste caso, quanto maior o grau de agressividade, maior deve ser o cobrimento mínimo da armadura. Porém, essa proporção depende de fatores como resistência do concreto e quantidade mínima de cimento, além da relação água/cimento. Nesse sentido, o cobrimento do concreto é inversamente proporcional à relação a/c

e quantidade mínima de cimento na mistura. Quanto mais agressivo o ambiente ao qual o concreto está inserido (em comparação com os outros meios), maior deve ser o cobrimento mínimo e quantidade mínima de cimento, porém, menor deve ser a relação a/c.

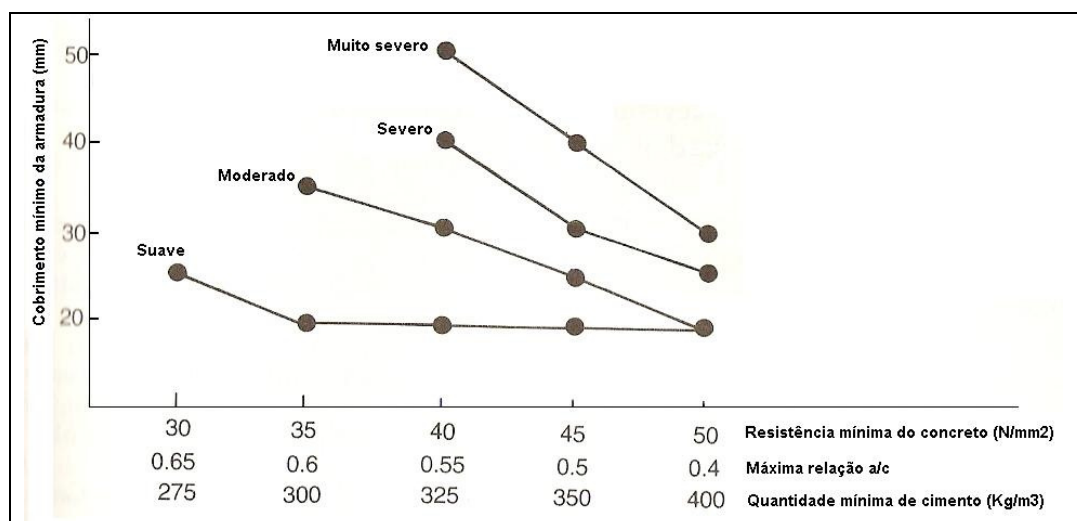


Figura 3.9 – Relação do cobrimento da armadura em função da agressividade ambiental (BS 8110 citado por ILLSTON, 1994).

Ao se relacionar a porosidade do concreto com a relação a/c e cura, Midness e Young (1981) recomendam o tempo de cura de 3 a 28 dias para relações a/c variando de 0,4 a 0,5, respectivamente. Para relações a/c acima de 0,5 o período de cura pode chegar a um ano e acima de 0,7 a cura não é suficiente para ocasionar a descontinuidade dos poros capilares; porém, esses períodos podem ser questionados, uma vez que a grande contribuição da cura está nas primeiras idades do concreto.

Para evitar ou diminuir a entrada de agentes agressivos no concreto, o cobrimento e a cura tem um papel importante, uma vez que a porosidade do material é fortemente influenciada pela duração da cura e sua eficácia, ou seja, quanto maior o tempo de cura menos poroso tende a ser o concreto e conseqüentemente menos suscetível a penetração do CO₂ e de íons cloreto. No caso do cobrimento, é fundamental a garantia da sua qualidade, com uma espessura densa e adequada, conforme recomendações da norma. Além desses fatores, a relação a/c, umidade relativa, tipo e quantidade de cimento na mistura devem ser considerados nesse contexto, para garantia da durabilidade do concreto (SOROKA, 1993; FIGUEIREDO; NEPOMUCENO, 2004).

O Quadro 3.6 apresenta um panorama dos principais parâmetros relacionados às

recomendações de cobrimento preconizadas por algumas instituições no mundo. Os valores de cobrimento para as estruturas de concreto estão com espessuras que variam de 20 mm a 50 mm, dependendo do grau de agressividade de cada ambiente ao qual o material está inserido.

Quadro 3.6 - Recomendações de cobrimento de instituições no mundo (ACI 224.1R, 1998; ACI 301, 2000; EUROCODE 2, 1997; NBR 6118, 2007).

Instituição	Cobrimento (mm)	Peça	Ambiente
ACI (American Concrete Institute)	20 a 35	Laje	-
	30 a 40	Viga/pilar	-
EUROCODE 2	15	-	Internos, secos.
	40	-	Com agressividade química, como por exemplo, em atmosfera industrial.
NBR 6118, 2003	20 a 45	Laje	-
	25 a 50	Viga/Pilar	-
BS 8110	20 a 25	-	Suave (ambiente interno ou protegido de agentes agressivos)
	20 a 35	-	Moderado (protegido de chuvas severas, sujeito a condensação e imerso em água)
	25 a 40	-	Severo (exposto a chuvas severas, sob ciclos de molhagem e secagem)
	30 a 50	-	Muito severo (em ambiente marinho ou exposto a gases corrosivos ou severos)

3.6 Durabilidade do concreto do ponto de vista microestrutural

O comportamento do concreto, assim como de qualquer material, está relacionado com sua microestrutura. No caso da pasta de cimento Portland hidratada, sua microestrutura varia consideravelmente dependendo do tipo de cimento usado (finura, composição química), da relação água/cimento, do uso de aditivos, das variações de procedimentos de mistura, da temperatura de cura e variações das condições de hidratação (DIAMOND, 2004).

É fundamental o entendimento da relação entre as propriedades do material e sua estrutura interna. A microestrutura abrange uma ampla gama de níveis estruturais, que vão desde a escala atômica, incluindo todas as fases da mistura, como as interfaces pasta e agregado, poros, fissuras e microfissuras. A completa caracterização da microestrutura de uma mistura com várias fases implica em informações quantitativas sobre as proporções dessas fases e sua distribuição no espaço (SCRIVENER, 1989).

Em termos microestruturais, pode-se dizer que o concreto é uma mistura de partículas de

agregado distribuídas em uma matriz de pasta de cimento e num nível mais detalhado essa pasta é uma mistura de grãos anidros, produtos hidratados, poros e água. Para que se possa entender melhor esse universo, a seguir será detalhada a microestrutura da pasta hidratada.

3.6.1 Microestrutura da pasta hidratada

O cimento anidro, já amplamente estudado na literatura, é produzido a partir da moagem do clínquer com uma pequena quantidade de sulfato cálcio. O clínquer por sua vez é uma mistura de alguns compostos (Óxido de cálcio, sílica, alumina e óxido de ferro) e tem em sua composição química C_3S , C_2S , C_3A e C_4AF^4 (MEHTA; MONTEIRO, 2008). Após o contato com a água, o cimento passa por várias fases até a formação dos produtos de hidratação ou das fases sólidas na pasta de cimento, apresentadas a seguir.

3.6.1.1 Silicato de cálcio hidratado (C-S-H)

Essa fase ocupa um volume de 50% a 60% de sólidos da pasta de cimento, sendo o principal responsável pelas propriedades da pasta, como a resistência à compressão axial. Sua estrutura depende da temperatura e do espaço livre na mistura para sua hidratação (Figura 3.10) (BAROGHEL-BOUNY, 1994; IRASSAR, 2004).

A fase C-S-H pode ser encontrada nas seguintes morfologias (TAYLOR, 1997; GHOSH, 2002): Tipo I – fibrosas, normalmente em forma de “ouricho”, quando a hidratação está em desenvolvimento (primeiras idades) para fora do grão de C_3S com espaço disponível suficiente; Tipo II – alveolar ou reticulado, também chamado de “favo de mel”, que ocorre em conjunto com o C-S-H Tipo I; Tipo III e IV – proeminente em idades mais avançadas, constitui uma morfologia densa e amorfa, difícil de ser definida e pode constituir uma boa parcela dos produtos hidratados totais. Os produtos característicos em estágios mais avançados da hidratação são o C-S-H tipo III e IV e mais $Ca(OH)_2$ (Figura 3.10).

Na Figura 3.10a tem-se o C-S-H Tipo II, de estrutura alveolar; na Figura 3.10b são apresentados produtos com morfologia de C-S-H tipo I, compostos fibrosos e placas irregulares; na Figura 3.10c observa-se o C-S-H tipo I (fibroso ou granular, com agulhas de etringita) e, finalmente, na Figura 3.10d observa-se a pasta com mais idade de hidratação, com hidróxido de

⁴ Normalmente se utilizam as seguintes abreviações: C = CaO; S = SiO₂; A = Al₂O₃; F = Fe₂O₃; H = H₂O (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

cálcio, C-S-H tipo I e II e agulhas de etringita (BAROGHUEL-BOUNY, 1994; STUTZMAN, 2001; CASTRO et al, 2005).

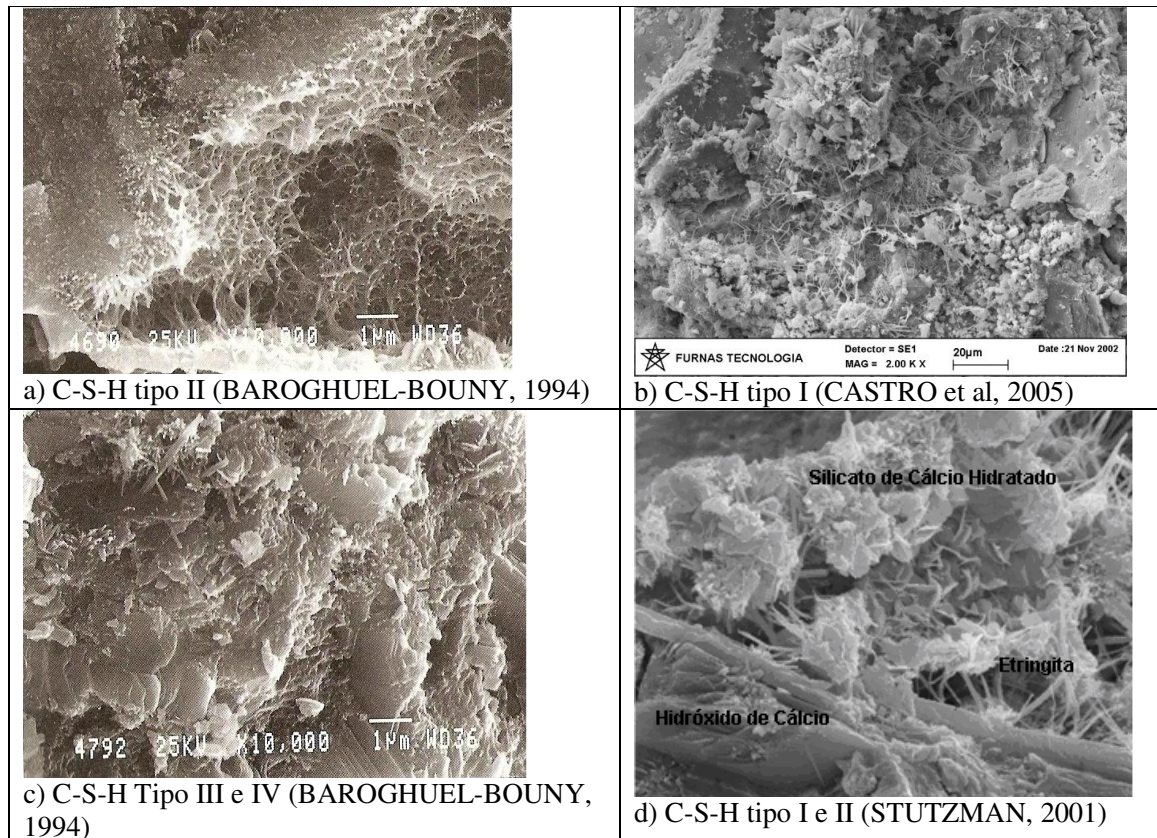


Figura 3.10 – Morfologias do C-S-H (BAROGHUEL-BOUNY, 1994; STUTZMAN, 2001; CASTRO et al, 2005).

Em misturas utilizando cimento de alto-forno, a morfologia fibrilar do C-S-H do cimento Portland sem adições (clínquer Portland), é gradualmente substituída por uma morfologia diferente, que Richardson (1999) denomina de “folha” ou “tipo lâminas”. Esse autor relata que essa mudança de morfologia é responsável pelo melhor desempenho e maior durabilidade das misturas com essa adição.

3.6.1.2 Hidróxido de cálcio $[Ca(OH)_2]$

Ocupa um volume de sólidos de 20% a 25% na pasta de cimento hidratada. Por ter uma composição com estequiometria definida, se formam em grandes cristais com morfologia prismática hexagonal. Essa morfologia pode variar também em função da temperatura de hidratação e das impurezas presentes. Devido a esses fatores, podem-se formar pilhas de grandes

placas (Figura 3.11).

Essa fase mantém a elevada alcalinidade do sistema, preservando a estabilidade do C-S-H e da camada de cobertura da armadura. Na Figura 3.11a está identificado o grão de cimento anidro, o C-S-H e o Ca(OH)_2 e na Figura 3.11b observa-se a morfologia típica do cristal de hidróxido de cálcio disperso na pasta hidratada (BAROGHUEL-BOUNY, 1994; CASTRO, 2003).

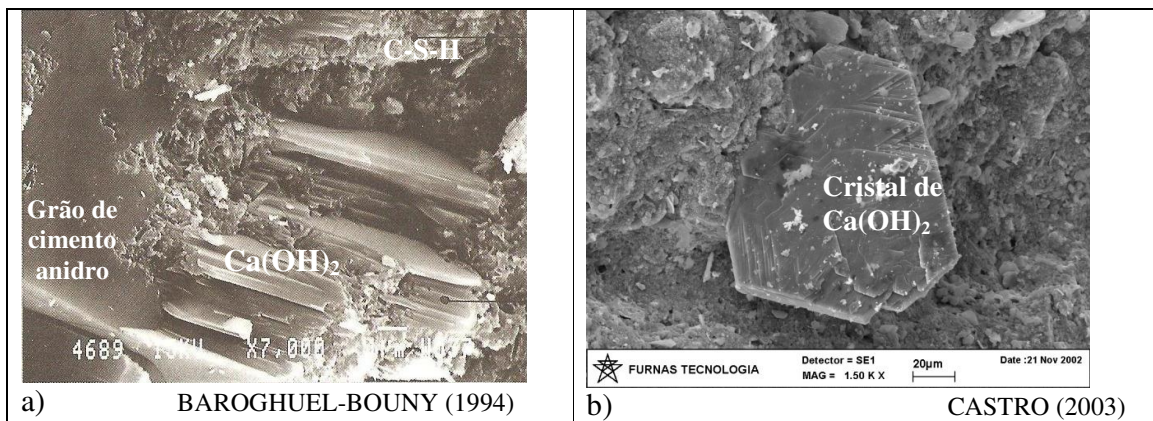


Figura 3.11 – Morfologias do Ca(OH)_2 (BAROGHUEL-BOUNY, 1994; CASTRO, 2003).

3.6.1.3 Sulfoaluminatos de cálcio

Ocupam 15% a 20% do volume de sólidos na pasta hidratada, assumindo um papel secundário nas relações microestrutura – propriedades. Porém, nos estágios iniciais de hidratação tem um papel importante, além da durabilidade frente às soluções agressivas de sulfatos e cloretos. São compostos cristalinos de fase trissulfoaluminato ou monossulfoaluminato de cálcio, cuja morfologia pode-se definir como prismáticos aciculares e placas hexagonais não empilhadas, mas agrupadas por ligações face-aresta (Figura 3.12) (CAMARINI, 1995; IRASSAR, 2004).

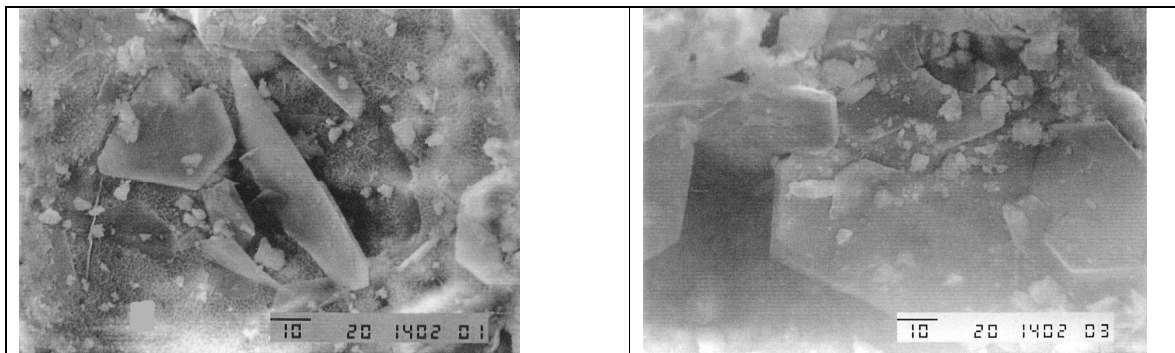


Figura 3.12 – Micrografias de monossulfoaluminato (CAMARINI, 1995).

3.6.1.4 Grãos de clínquer sem hidratar

Em função do grau de hidratação das partículas de cimento e sua distribuição e tamanho, nem todos os grãos de clínquer se hidratam, mesmo depois de muito tempo (Figura 3.13).

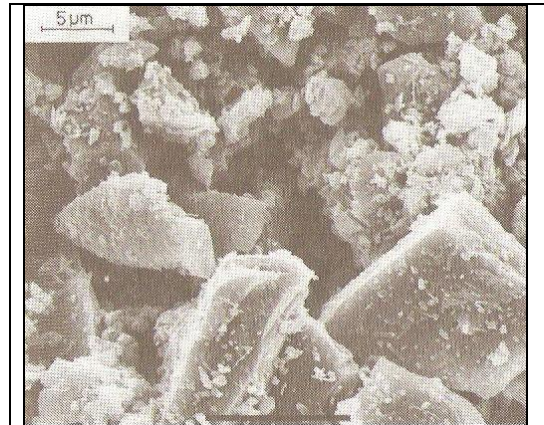


Figura 3.13 – Morfologia dos Grãos de clínquer sem hidratar, mostrando os vários tamanhos das partículas (SCRIVENER, 1989).

O grão de cimento anidro tem dimensão que varia normalmente de 1 a 50 μm . Partículas menores que 5 μm parecem reagir completamente até o final do período intermediário de hidratação, que compreende de 3 a 24 horas (TAYLOR, 1997; MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Na Figura 3.14 pode-se observar a microestrutura típica de uma pasta de cimento Portland, com as três fases identificadas, que correspondem cerca de 85% do volume do material.

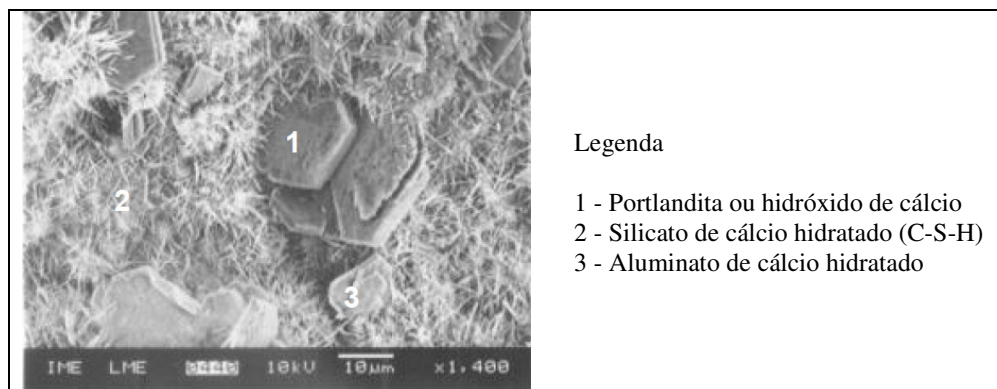


Figura 3.14 – Micrografia da pasta de cimento hidratada (PEREIRA, 2005).

Além dos sólidos, os vazios na pasta de cimento hidratada também exercem influência em suas propriedades. Entre os principais tipos de vazios pode-se citar (MEHTA; MONTEIRO, 2008; IRASSAR, 2004):

a) espaço interlamelar no C-S-H, que representa 28% da porosidade no C-S-H sólido e devido sua pequena dimensão tem interferência maior na fluência e na ocorrência de retração por secagem do que na resistência e permeabilidade da pasta;

b) vazios capilares que correspondem ao espaço não preenchido pelos componentes sólidos da pasta de cimento hidratada, sendo o seu tamanho e distribuição determinados principalmente pela relação água/cimento;

c) ar aprisionado, que tem geralmente forma esférica e são formados quando uma pequena quantidade de ar fica aprisionada na pasta de cimento durante a mistura. Como são muito maiores que os vazios capilares têm efeito negativo na resistência da mistura.

3.6.2 Durabilidade do concreto e sua microestrutura

Em termos gerais, vê-se que os produtos de hidratação reportam a diferentes morfologias, como agulhas, fibras, tubos, placas, prismático, cristais, etc. Além disso, o desenvolvimento da microestrutura envolve a formação de produtos de hidratação como etringita, C-S-H e Ca(OH)_2 em diferentes graus de hidratação e ao longo do tempo (Figura 3.15) (MAEKAWA et al, 1999).

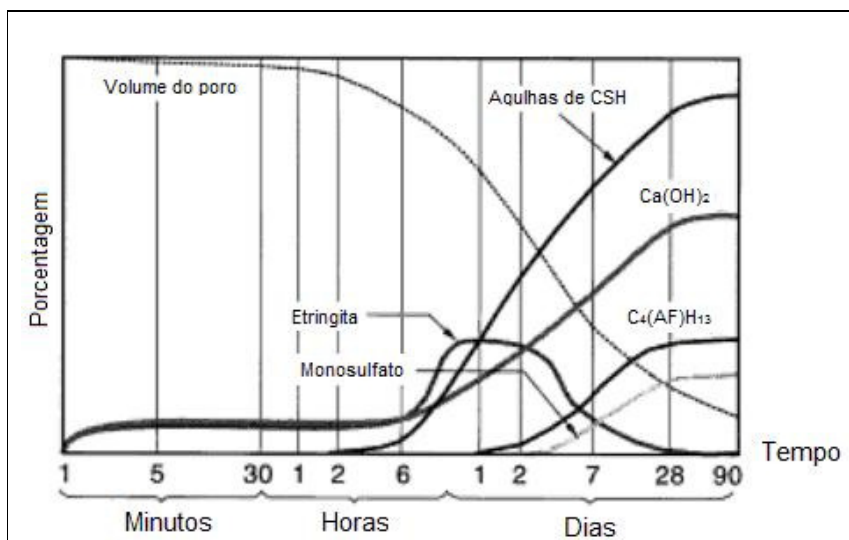


Figura 3.15 – Formação dos vários produtos de hidratação ao longo do tempo (MAEKAWA et al, 1999).

O tamanho dos produtos de hidratação do cimento depende de vários parâmetros, como composição do cimento, temperatura, grau de hidratação ou presença de aditivos. Essas mudanças na microestrutura ocorrem ao longo do tempo. Nos primeiros momentos da hidratação o volume de poros é alto, porém, ao longo do tempo ocorre a diminuição gradativa desse volume

em função da formação dos produtos de hidratação nos espaços vazios. A diminuição da porcentagem de poros dependerá de fatores como a cura e a relação água/cimento. No período inicial da hidratação ocorre também a formação das agulhas de etringita, que tem um aumento (em porcentagem) entre os dois e cinco dias, mas após esse período ela diminui, não sendo mais observada em idades avançadas, a não ser que seja a etringita secundária, que configura um processo de deterioração por ataque sulfático. Após um dia do início da hidratação observa-se o aumento das agulhas de C-S-H, que é o mais comum a ser observado em idades avançadas na microestrutura da pasta. Após dois dias ocorre o aumento da porcentagem do hidróxido de cálcio, do monossulfato e $C_4(AF)H_{13}$ (MAEKAWA et al, 1999).

Quando se fala em durabilidade da mistura de concreto, alguns compostos ou produtos de deterioração podem ser citados do ponto de vista microestrutural, como o cloroaluminato de cálcio hidratado ou sal de Friedel, o carbonato de cálcio, o C-S-H carbonatado e as microfissuras, como será explanado a seguir.

3.6.2.1 Cloroaluminato de cálcio hidratado ou sal de Friedel

No concreto, a penetração de cloretos forma o cloroaluminato de cálcio hidratado ou sal de Friedel, pela combinação do C_3A com íons cloreto. A quantidade de C_3A é importante, pois o produto formado (sal de Friedel) na combinação com cloretos reduz a concentração de íons cloreto livres na solução aquosa dos poros do concreto. Os cloretos livres são os responsáveis pelo início da corrosão da armadura (PAGE et al., 1986 citado por FIGUEIREDO, 2005).

O Sal de Friedel tem morfologia de placas hexagonais; porém, o tamanho dessas placas é que o difere dos outros compostos hidratados formados. Ele tem dimensão de 2 μm a 3 μm , enquanto os produtos resultantes da hidratação do C_3A têm tamanho menor que 1 μm e as placas de hidróxido de cálcio são maiores que os dois anteriores (a partir de 5 μm). Nas pastas contendo escória granulada de alto forno há muito mais sal de Friedel, quando comparada com outras adições e com a referência (sem adições) (Luo et al, 2002).

Ferreira Junior (2003) submeteu amostras de concreto à ação de cloretos. Após análise no microscópio, em todos os concretos observados, foram visualizados produtos em forma de placa delgadas hexagonais com dimensão da ordem de 2,5 μm , identificados como sal de Friedel (cloroaluminato de cálcio hidratado – $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{CaCl}_2\cdot 10\text{H}_2\text{O}$) (Figura 3.16).

Teles (2010) analisou a estrutura de concreto armado de um posto de ancoragem de petroleiros e verificou principalmente em poros, a presença de cloroaluminato de cálcio (Figura 3.17). Nesse trabalho, a morfologia do sal de Friedel encontrado é um pouco diferente do anterior, não ficando tão explícitas as placas hexagonais.

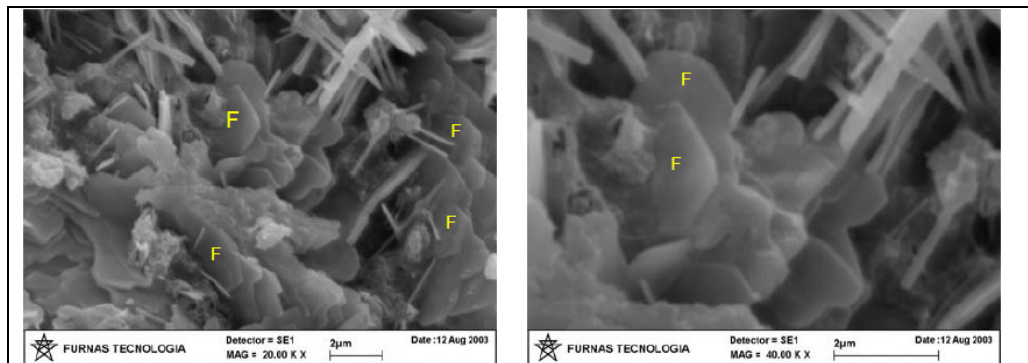


Figura 3.16 - Morfologia típica do sal de Friedel (F) (FERREIRA JUNIOR, 2003).

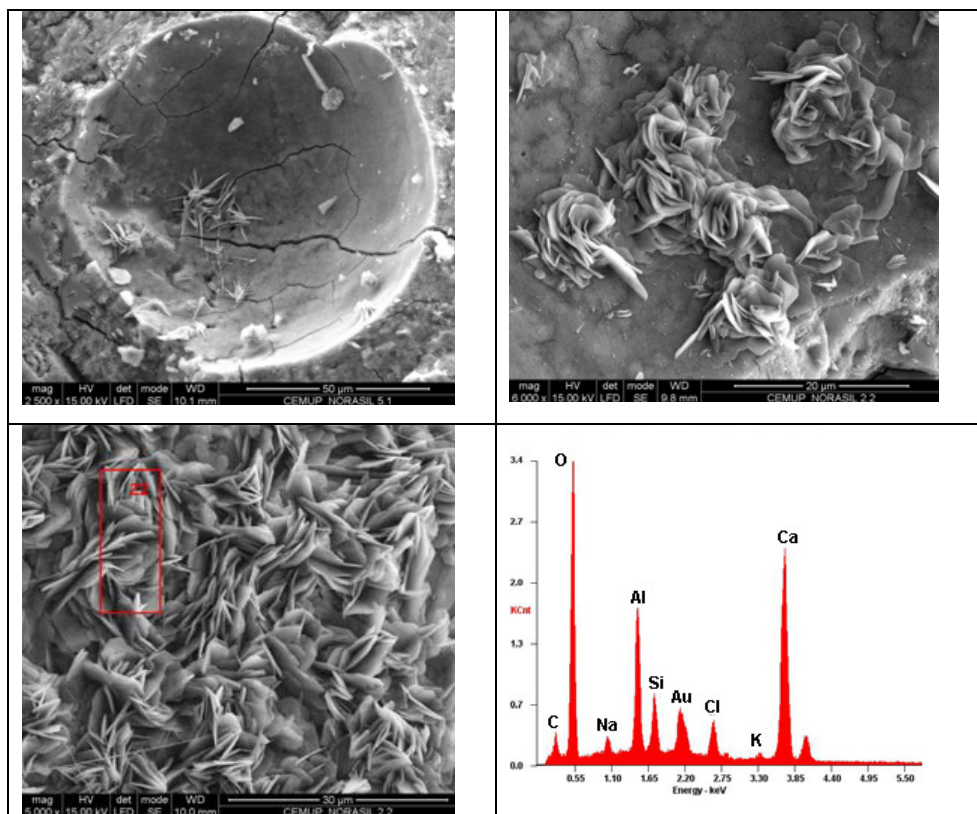


Figura 3.17 – Imagens e espectro de cloroaluminato de cálcio no interior de poros (TELES, 2010).

Sabe-se que o C-S-H é a fase mais durável da pasta de cimento Portland. No entanto,

quando submetidos a longos períodos de ação de cloretos a composição química do C-S-H na camada externa é fortemente descalcificada, ou seja, é parcialmente decomposta pela perda de estabilidade química. Essa estabilidade é obtida somente com a relação C/S igual a 0,63 (KURDOWSKI, 2004).

Os sais dissolvidos na água do mar são principalmente cloretos e sulfatos. No caso dos íons cloro (Cl^-), quando em contato com a alumina, o monocloroaluminato se cristaliza em forma de placas hexagonais instáveis. O cloro entra na rede cristalina dos silicatos hidratados (C-S-H) e transforma as fibras em redes reticuladas, tornando essa fase mais porosa. O Quadro 3.7 apresenta os compostos hidratados do cimento Portland expostos à água potável e em névoa salina, e na Figura 3.18 as micrografias de amostras de concretos expostos à névoa salina (REGOURD et al, 1980).

Quadro 3.7 – Compostos hidratados do cimento Portland expostos em água potável e em água do mar (REGOURD et al, 1980).

Água potável	Água do mar
C-S-H: fibras	C-M-S-H: rede reticulada
$\text{Ca}(\text{OH})_2$: placas hexagonais	Brucita - $\text{Mg}(\text{OH})_2$: plaquetas Calcita e aragonita CaCO_3 : romboédrica ou bastões hexagonais Monocloroaluminato: placas hexagonais
Etringita primária ($\text{C}_3\text{A} \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 31\text{H}_2\text{O}$): agulhas hexagonais	Etringita secundária ($\text{C}_3\text{A} \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 31\text{H}_2\text{O}$): agulhas hexagonais Thaumasita ($\text{CaCO}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot \text{CaSiO}_3 \cdot 15\text{H}_2\text{O}$): agulhas hexagonais
C_4AH_{13} : placas hexagonais	-
Legenda: C: CaO ; S: SiO_2 ; A: Al_2O_3 ; F: Fe_2O_3 ; M: MgO ; H: H_2O	

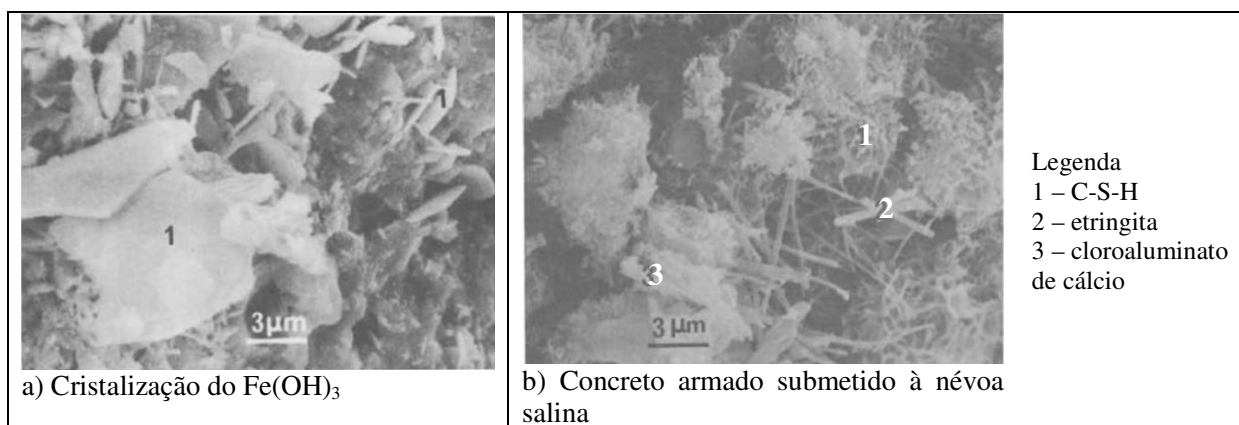


Figura 3.18 – Amostras de concreto expostas em névoa salina (REGOURD et al, 1980).

Em presença de cloretos, vindo da água do mar, usado tanto como água de amassamento quanto em forma de névoa salina, ocorre na mistura a formação de óxido de ferro ($\text{Fe}(\text{OH})_3$), o

que induz a uma expansão do material, sendo essa uma das formas de deterioração por corrosão da armadura (REGOURD et al, 1980).

O concreto exposto ao ambiente marinho apresenta vários tipos de deterioração, tanto química quanto física. A água do mar contém íons dissolvidos, com Cl^- , CO_3^{2-} , SO_4^{2-} , Mg^{2+} que são deletérios para o concreto. O $\text{Mg}(\text{OH})_2$ é resultante da reação dos íons magnésio dissolvidos na pasta.

3.6.2.2 Carbonato de cálcio (CaCO_3)

O principal produto formado na carbonatação é o carbonato de cálcio, cuja morfologia pode ser de cristais romboédricos (com aproximação a forma cúbica e ortorrômbica) e tetraédricos. Essas morfologias foram observadas por Castro (2003) em seu estudo sobre carbonatação natural em misturas com vários tipos de adição mineral e sem adições. Na Figura 3.19 pode-se observar outra morfologia do CaCO_3 , em forma de escamas, como apresentado no trabalho de SARKAR e colaboradores (2001).

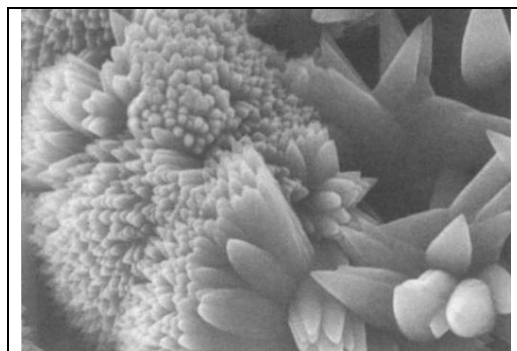


Figura 3.19 – Morfologia de cristais de CaCO_3 em forma de escamas (SARKAR et al, 2001).

Silva (2007) analisou a microestrutura de concretos submetidos à carbonatação acelerada. Na Figura 3.20a pode-se observar produtos com morfologia de carbonato de cálcio sobre o C-S-H e ao lado a ampliação desses produtos. Na Figura 3.20b observa-se uma área com uma quantidade maior de produtos de carbonatação, com morfologia similar ao anterior. Nesse caso o carbonato também se encontra sobre o C-S-H. Na microanálise dessas amostras são encontrados os elementos cálcio, carbono e oxigênio.

Vale ressaltar que se o carbonato precipitar nos poros da pasta há uma tendência que ocorra o refinamento desses poros, nesse caso a carbonatação pode ser benéfica ao concreto uma vez que pode ocorrer o fechamento desses poros.

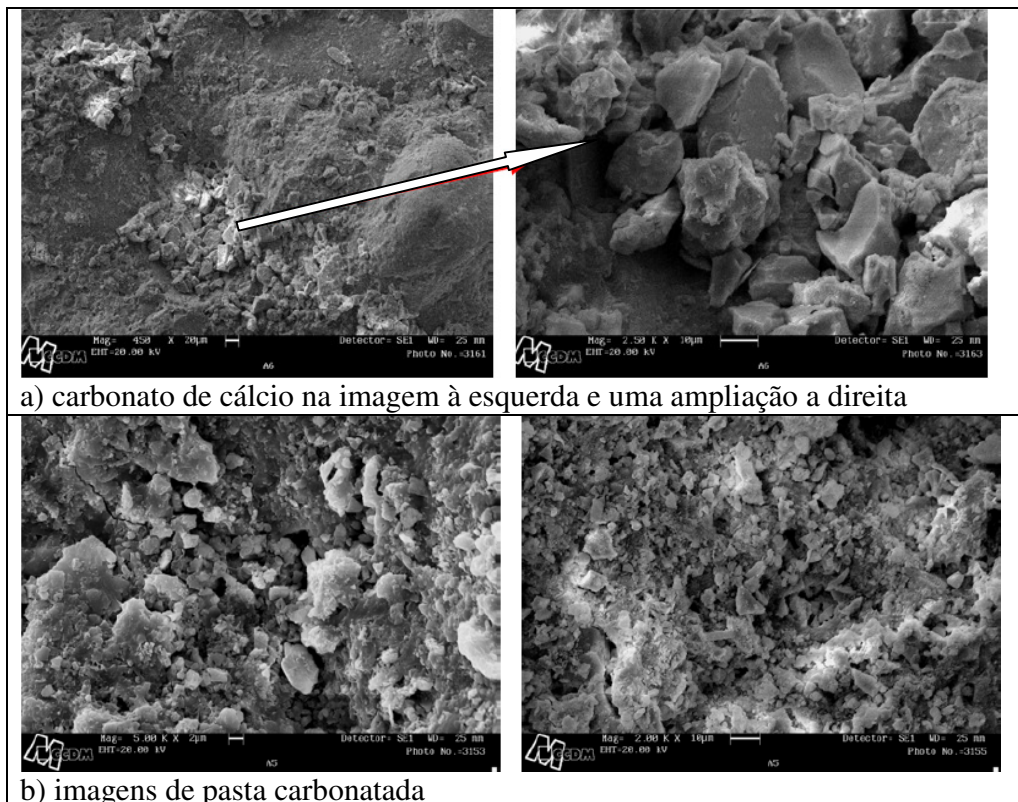


Figura 3.20 – Micrografias de concreto sob carbonatação acelerada (câmara de carbonatação) (SILVA, 2007).

Silva e colaboradores (2006) observaram a ação de CO_2 em misturas de concreto, em diferentes períodos de exposição ao dióxido de carbono (0,5 e 6 horas) (Figura 3.21). As amostras foram extraídas a 2mm da superfície do concreto.

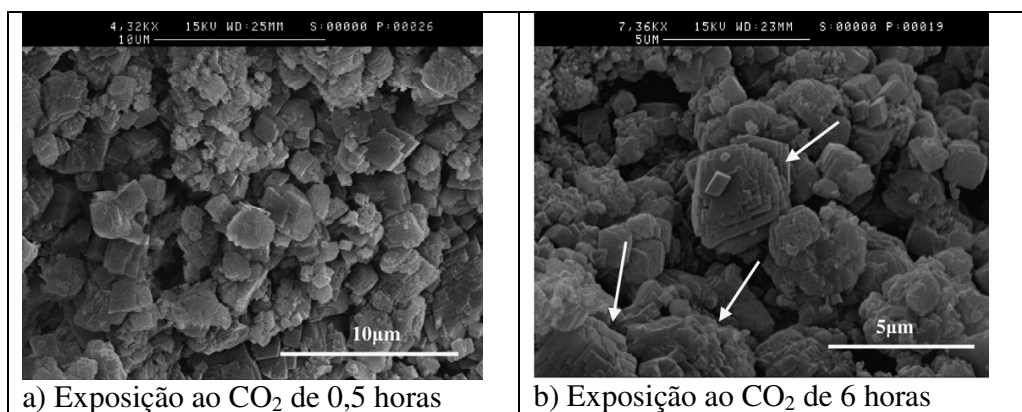


Figura 3.21 – Micrografias de concreto submetidas à ação de CO_2 em dois períodos de exposição (SILVA et al, 2006).

O concreto da Figura 3.21b ficou 12 vezes mais exposto do que o concreto da Figura

3.21a. Após um período maior de exposição observa-se que a estrutura cristalina do CaCO_3 é bem desenvolvida, com morfologia de placas empilhadas de carbonato (indicado com setas na Figura 3.21b).

3.6.2.3 C-S-H carbonatado

O C-S-H quando carbonatado também apresenta uma morfologia específica, como observado por Castro (2003), que denominou o aspecto de “fibroso fundido”, como se as fibras tivessem sido dissolvidas (Figura 3.22). Com a microanálise observam-se os principais elementos no C-S-H carbonatado: C, Ca e Si. Em outra amostra analisada, além desses produtos, foram encontrados Al e Fe.

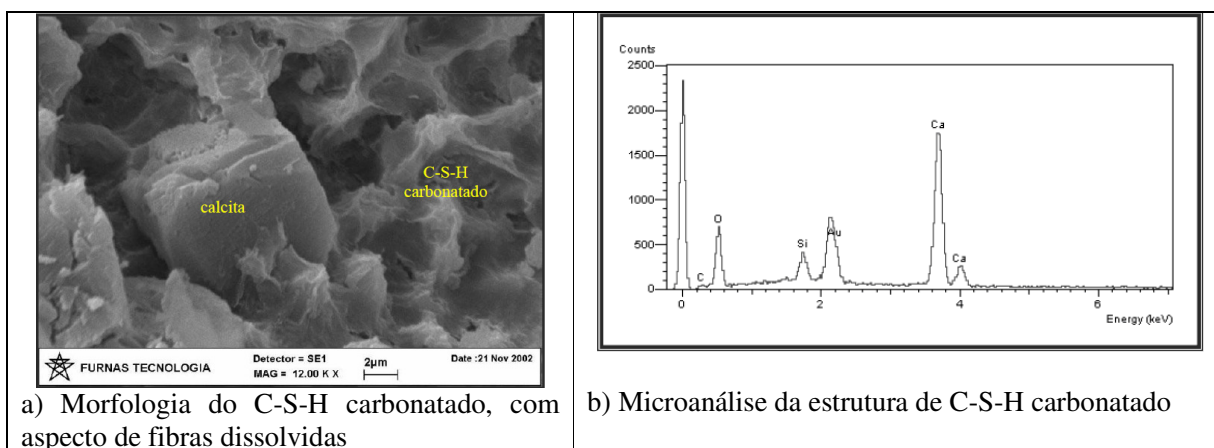


Figura 3.22 – Morfologia do C-S-H carbonatado e sua microanálise (CASTRO, 2003).

3.6.2.4 Microfissuras

Além dos mecanismos químicos de deterioração (carbonatação e cloretos), é importante citar a ação dos mecanismos físicos (fissuração e/ou microfissuração gerada pela variação volumétrica, por carregamento estrutural) e sua microestrutura. Quando uma estrutura de concreto é submetida ao carregamento externo e aos efeitos ambientais, a concentração de tensão ocorre na interface entre o agregado e matriz da pasta, causando o aumento de tamanho e quantidade de microfissuras.

Soroushian e Elzafraney (2004) investigaram a manifestação microestrutural dos efeitos prejudiciais de carregamentos externos a estrutura, com a propagação e união de microfissuras, quando o concreto foi submetido à compressão e impacto prejudicial (Figura 3.23). Observa-se nas micrografias da Figura 3.23, que mesmo antes de qualquer ação externa (agentes físicos de

deterioração) o material já possui microfissuras na interface pasta-agregado e no agregado propriamente dito (linhas claras que contornam o agregado e atravessam a matriz). No entanto, com a ação dos agentes externos (impacto e sobrecarga), essas microfissuras tendem a aumentar, além do aumento da ligação entre elas, tendo com isso, entre outras conseqüências, o aumento da permeabilidade da mistura (SOROUSHIAN; ELZAFRANEY, 2004).

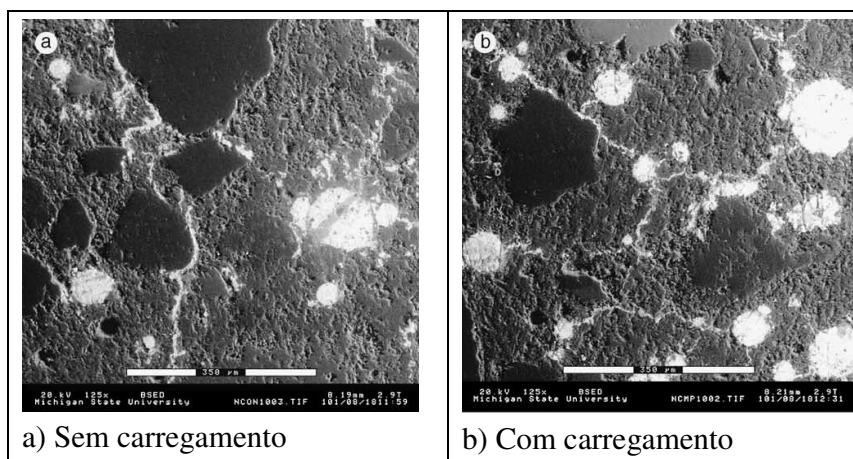


Figura 3.23 – Microscopia eletrônica de varredura em uma amostra de concreto: a) sem nenhuma ação externa prejudicial; b) sob a ação de carregamento (SOROUSHIAN; ELZAFRANEY, 2004).

Com os itens abordados nesse capítulo, nota-se, primeiramente, a importância do clima na durabilidade do concreto, uma vez que a temperatura, umidade e precipitação influenciam na velocidade de deterioração. Quanto à ação dos agentes agressivos na mistura (carbonatação e cloretos), é fundamental a execução e atenção para a adequada cura e período de sua realização, além da espessura e qualidade da camada de cobrimento da armadura, uma vez que essa camada é uma das principais barreiras para proteção da armadura. Para melhor entender o comportamento desses fatores (cura e cobrimento) e a ação dos agentes agressivos, é necessário conhecer a microestrutura da pasta e dos possíveis elementos que a compõem, tanto após sua hidratação, quanto de sua deterioração.

Para complementar a relação entre os cloretos e carbonatos com os objetivos deste trabalho, a presença das fissuras e microfissuras no concreto e sua relação com a durabilidade será a preocupação e abordagem do capítulo subsequente.

4 Fissuras e microfissuras no concreto e sua durabilidade

Em condições naturais de exposição, a durabilidade do concreto é controlada pela sua habilidade de impedir o transporte de íons e fluidos. Esse processo ocorre com a hidratação contínua. No entanto, muitas vezes o concreto está sujeito a vários tipos de solicitação (térmica, mecânica, etc) que geram tensões de tração que excedem a resistência do material gerando fissuras, que podem afetar o transporte de agentes agressivos à mistura.

Fissuras manifestadas devido à ação de cargas externas podem agir como um fator importante para a entrada de agentes agressivos como íons cloreto e o CO₂ (carbonatação). Porém, estudos mostram que as fissuras não são o maior fator para deterioração da estrutura por corrosão (entrada de agentes agressivos) se as mesmas não excederem aberturas estipuladas pelas normas internacionais e NBR 6118 (ABNT, 2007). Neste caso, a qualidade do concreto de cobrimento e o próprio cobrimento nominal são mais relevantes para a sua durabilidade (KONIN et al, 1998).

Sabe-se que as fissuras que seguem a linha da armadura, chamadas fissuras coincidentes, estão diretamente relacionadas com a corrosão da armadura, pois fazem parte do processo corrosivo. O risco de corrosão com fissuras transversais à armadura é incerto, pois fatores importantes como conectividade, abertura, comprimento e número dessas fissuras podem influenciar na deterioração pela entrada de agentes agressivos. Os resultados de pesquisas nessa área têm influenciado recomendações em normas nacionais e internacionais quanto aos limites máximos de abertura de fissuras superficiais na estrutura de concreto, para prevenção de deterioração precoce (ARYA; OFORI-DARKO, 1996; GERARD; MARCHAND, 2000; WANG et al, 1997).

Este capítulo objetiva discutir a influência de microfissuras e fissuras na durabilidade do concreto. Assim, após análise da microfissura e fissura no material, suas características, parâmetros relacionados à durabilidade, como limite de abertura de fissuras, escalas e métodos de observação de fissuras, será abordada a relação entre fissuras em concreto, induzidas por carregamento, e sua durabilidade, apresentando algumas pesquisas no tema e suas contribuições ao entendimento dessa relação.

4.1 Fissura e microfissura no concreto

Antes e depois de endurecido, o concreto é exposto a uma combinação de processos ou mecanismos físicos e químicos. Alguns desses processos são benéficos ao material, como por exemplo, a hidratação e o desenvolvimento de sua microestrutura. Porém, muitos outros mecanismos podem ser prejudiciais ao concreto, afetando a integridade de sua microestrutura.

Existem quatro tipos de mecanismos de deterioração do concreto endurecido e que provocam fissuras no material: físico (retração por secagem); químico (corrosão da armadura, reação álcali-sílica, álcali-silicato e carbonatação); térmico (variação de temperatura e contrações térmicas) e estrutural (sobrecargas e deformação lenta). Dependendo de qual for o mecanismo, as fissuras são apenas uma etapa do processo de deterioração, como no caso do mecanismo químico, onde o surgimento de fissuras apenas compõe uma etapa desse processo. Nos outros mecanismos existem processos como a retração por secagem, sobrecarga e variação de temperatura, que irão causar microfissuras e/ou fissuras no material deixando-os susceptíveis a entrada de agentes agressivos.

Dependendo do mecanismo de deterioração, podem ocorrer tensões ou solicitações físicas na matriz do concreto. O carregamento mecânico e a corrosão da armadura são exemplos de mecanismos que induzem tensões físicas; por outro lado, o ataque sulfático, a reação álcali-sílica e a álcali-silicato são exemplos de mecanismos que induzem solicitações físicas na matriz do concreto. Em função do tipo de mecanismo as fissuras podem surgir interna e externamente no concreto, o que pode significar o estágio inicial ou o final do processo de deterioração (HEARN; FIGG, 2001).

Quanto às microfissuras, sabe-se que antes da solicitação de qualquer carga externa no concreto elas já existem na zona de transição entre a matriz e o agregado graúdo, na própria argamassa e no agregado. Essas microfissuras podem ser visualizadas na Figura 4.1 (LIM et al, 2000).

As microfissuras existentes na região entre a pasta e o agregado, que ocorrem na camada de maior porosidade, podem ser causadas por segregação, problemas no adensamento e lançamento do concreto fresco, ou ainda retração por secagem ou carbonatação. O seu desenvolvimento depende, principalmente, da relação água/cimento da pasta. Fissuras na zona de

transição tendem a aumentar em comprimento, largura e número com o aumento da sollicitação do material, sendo formadas primeiramente ao redor dos agregados maiores (NEVILLE, 1981).

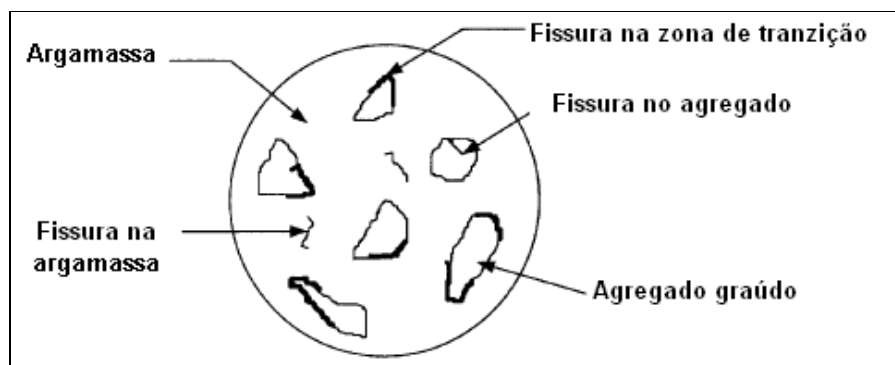


Figura 4.1 – Esquema mostrando os tipos de microfissuras no concreto (LIM et al, 2000).

Mesmo quando o concreto é curado em condições normais, ocorrerão deformações diferenciais entre a matriz e o agregado graúdo, causando a microfissura na zona de transição. O desenvolvimento de microfissuras na argamassa só é significativo após níveis de sollicitação da estrutura de 70% a 90 % da tensão de ruptura, o que será detalhado a seguir (HEARN; FIGG, 2001; MEHTA; MONTEIRO, 1994).

4.2 Parâmetros relacionados a fissuras e microfissuras no concreto

4.2.1 Parâmetros relacionados à durabilidade

Independente de carregamento, as características das fissuras (conectividade, abertura, largura, comprimento) exercem um papel fundamental na durabilidade das estruturas de concreto. Nesse sentido, a NBR 6118 (ABNT, 2007) estabelece abertura máxima característica para fissuração (identificado na norma como W_k) e proteção das armaduras quanto à durabilidade. Essa norma define a abertura máxima de fissuras de 0,4mm para concreto armado, que varia em função da classe de agressividade ambiental, do tipo de estrutura de concreto e as combinações de ações de serviço (Quadro 4.1).

De acordo com essa norma, as fissuras podem ocorrer por várias causas, como retração e reações internas no concreto nas primeiras idades, e as mesmas devem ser evitadas ou limitadas por cuidados tecnológicos, com destaque para a definição do traço e para a cura. A norma ainda ressalta que os limites de aberturas de fissuras reais podem não corresponder estritamente aos valores estimados, ou seja, fissuras reais podem eventualmente ultrapassar esses limites.

Quadro 4.1 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental (NBR 6118, 2007).

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de proteção	Exigências relativas à fissuração
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há
Concreto armado	CAAI	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm
	CAA II a CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm
<p>A Classe de agressividade ambiental (CAA) definida pela norma é de I a IV (agressividade fraca a muito forte), que corresponde a um risco de deterioração da estrutura, que vai de insignificante a elevado.</p> <p>ELS-W: Estado Limite de Abertura das fissuras.</p> <p>O concreto protendido (nível 1, 2 e 3) não foi inserido nesse Quadro por não estar no escopo deste trabalho.</p>		

Considerando a deterioração do concreto decorrente de microfissuras, o código do American Concrete International (ACI 318-89) limita abertura de fissura de 0,4 mm em ambiente interno e 0,33 mm em ambiente externo (WANG et al, 1997).

Quanto aos parâmetros de abertura, profundidade e distância de microfissuras e fissuras maiores ou largas, Frederiksen (1997, citado por HEARN; FIGG, 2001) apresenta uma classificação para esses tipos de fissuras (Quadro 4.2). O número e a abertura das microfissuras que possam existir em uma peça de concreto dependem, por exemplo, das características de exsudação, da resistência da zona de transição e da cura realizada. Outro parâmetro importante é o comprimento da fissura na superfície do concreto.

Quadro 4.2 - Parâmetros de tamanhos típicos de fissuras e microfissuras no concreto (FREDERIKSEN, 1997 citado por HEARN; FIGG, 2001).

Classificação	Microfissuras	Fissuras finas	Fissuras largas
Abertura (mm)	< 0,01	0,01 – 0,10	> 0,10
Causas	- Próprio endurecimento - Hidratação	- Retração - Temperatura	- Carregamento mecânico
Profundidade da fissura (mm)	< 2	< 50	< 100
Comprimento da fissura (mm)	5-40	10-200	30-200

Ao analisar o Quadro 4.2 observa-se que, independente do tipo de insumo utilizado, do processo de execução e cura adotados para a produção do concreto, sempre irão existir fissuras em sua estrutura, pois microfissuras ocorrem no próprio processo de hidratação e endurecimento. A partir da abertura de fissuras, por menor que elas sejam, encontram-se profundidades que podem causar conseqüências ao material, interferindo na sua durabilidade. No caso de fissuras largas, o carregamento mecânico é sua principal causa e, mesmo com abertura que podem estar

dentro da faixa aceitável para a durabilidade do material (até 0,4mm), sua profundidade deve ser considerada.

4.2.2 Parâmetros relacionados ao estudo e observação das fissuras e microfissuras

Muitas são as investigações realizadas em fissuras e microfissuras em materiais cuja base é o cimento Portland. Uma grande parte dessas investigações relaciona o estado da fissura no concreto ou argamassa com suas propriedades físicas ou avalia a fissura quando induzida por ações térmicas, mecânicas, de retração, entre outras.

Diferentes métodos podem ser usados na observação da fissura e microfissura, os quais variam em função da precisão da observação. A Figura 4.2 apresenta as análises que podem ser realizadas e a escala ou resolução em que se classificam. Como limitações para sua observação estão a falta de equipamentos ou artefatos para melhor avaliação, a natureza do material onde se encontram (pasta, argamassa e concreto), a forma e local de medição, o estado do material em relação à durabilidade e a facilidade de implementação.

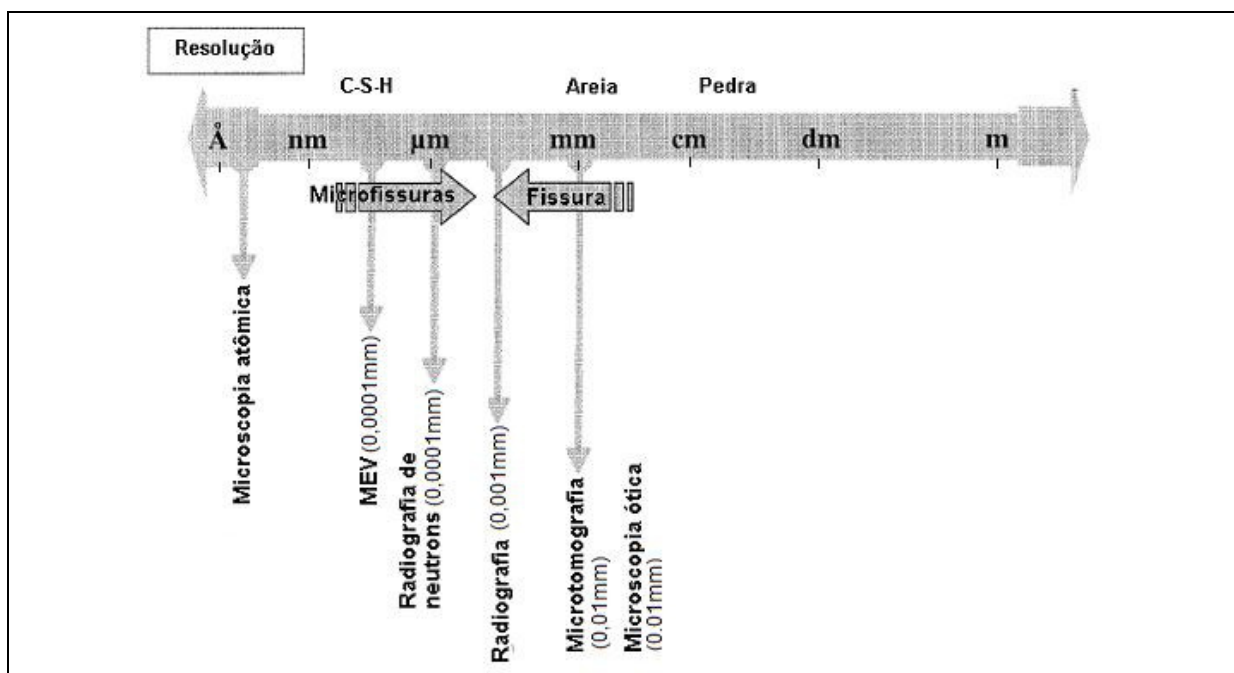


Figura 4.2 – Escalas percorridas pelos diferentes métodos de observação das fissuras (RINGOT; BASCOUL, 2001).

Alguns parâmetros são necessários para a observação e caracterização das fissuras e microfissuras no concreto como, por exemplo, abertura, conectividade, orientação, distribuição no local em que estão situadas e comprimento. Esses parâmetros estão diretamente relacionados

com as propriedades mecânicas (deformação lenta, retração, ação mecânica ou térmica) e de transporte de íons no concreto (permeabilidade e difusão) (RINGOT, BASCOUL; 2001).

4.3 Ação de carregamentos e fissuras no concreto

As ações que atuam sobre uma estrutura são de origem externa ou interna. Quando de origem externa as ações são classificadas em funcionais, que são as cargas que atuam sobre a estrutura, divididas em:

- ✓ Estáticas (não afetam o comportamento da estrutura, pois suas variações são lentas);
- ✓ Variáveis (podem ser constantes ou móveis. No primeiro caso atuam durante toda a vida da estrutura, como peso próprio da estrutura, contrapiso, revestimentos de piso; já no segundo são cargas que ocupam posições distintas na estrutura);
- ✓ Ambientais, que podem ser:
 - Físicas (variações de temperatura, umidade);
 - Químicas (carbonatação, chuva ácida, ataques ácidos) e
 - Biológicas (microorganismos, algas, solos).

Essas ações geram no material um estado de tensões complexo, uma vez que suas seções estão submetidas a solicitações simples ou múltiplas (tração, compressão, flexão, cortante e torção).

As manifestações de fissuras podem ocorrer pela solicitação de cargas previstas ou superiores às de projeto, pela mudança de uso acarretando sobrecargas maiores, por maquinário ou instalações que geram cargas dinâmicas não previstas. A configuração dessas fissuras dependerá do tipo de ação sobre a estrutura, ou seja, de tração, compressão, flexão, cortante e torção (HANAI, 2005).

Uma estrutura de concreto armado pode estar sujeita aos vários tipos de carregamento, como: cíclicos, de Estado Limite de Serviço (ELS) ou constantes. Esses carregamentos podem estar concentrados ou distribuídos uniformemente pelo elemento estrutural. Antes da aplicação de qualquer tipo de carregamento em uma estrutura de concreto, microfissuras, fissuras na zona de transição e falhas pré-formadas já existem internamente no material. Após o aumento de solicitação de tensões pode-se observar mudança de comportamento do concreto quanto à

formação de fissuras (HANAI, 2005). As mudanças de comportamento do concreto podem ser observadas a partir do esquema apresentado por Mehta e Monteiro (1994), que apresenta o comportamento do concreto em quatro níveis de sollicitação, quando submetido a um ensaio de compressão axial (Figura 4.3).

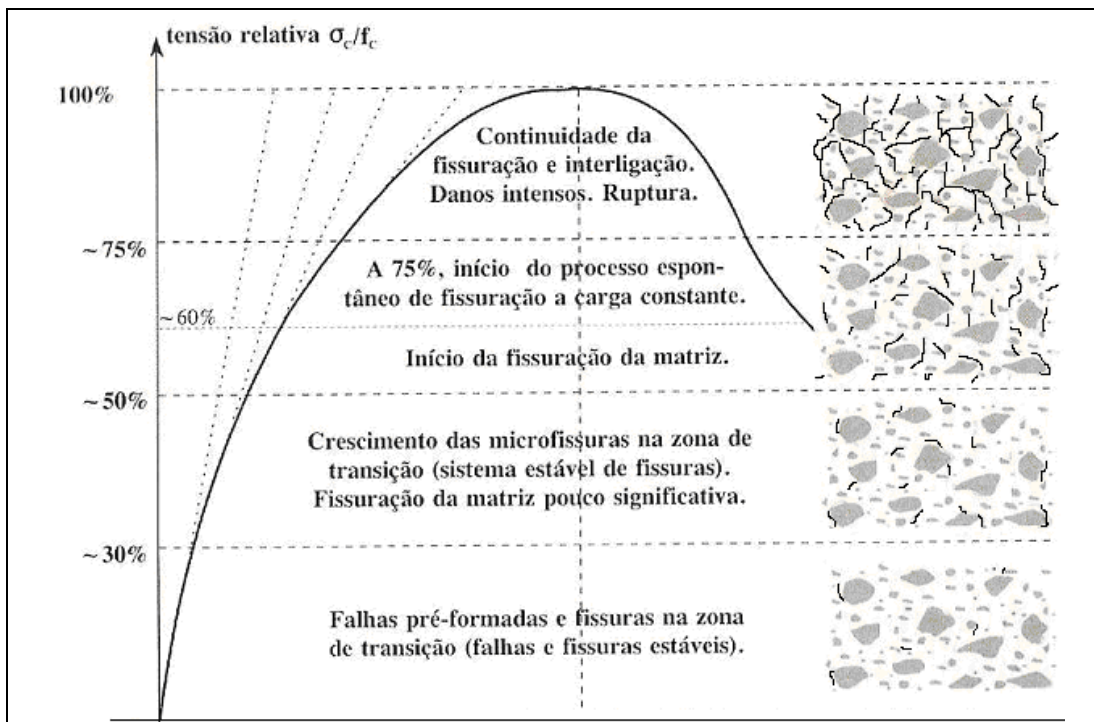


Figura 4.3 – Comportamento típico do concreto submetido à compressão axial (MEHTA; MONTEIRO, 1994).

- 1- Com até 30% de sollicitação o concreto mantém sua configuração inicial com poucas alterações, as fissuras na zona de transição permanecem estáveis e falhas pré-formadas podem existir;
- 2- Aumentando o nível de tensão aplicado, ocorre o crescimento das fissuras na zona de transição e na matriz da pasta de cimento hidratada, entretanto, até a faixa de 50% da tensão última, pode-se admitir a existência de um sistema estável de microfissuras na zona de transição e a fissuração na matriz é desprezível;
- 3- Com o aumento da tensão em até 75%, as fissuras na zona de transição tornam-se instáveis e há um aumento de fissuras na matriz da pasta, e
- 4- A partir de 75% a curva tensão-deformação inclina-se em relação à horizontal, até atingir

níveis críticos de tensão levando finalmente ao colapso.

Ao submeter o concreto a uma carga entre 40% e 60%, Lopes e colaboradores (2000) verificaram no valor de ruptura, que esses níveis de tensão não são suficientes para microfissurar a matriz de forma a acarretar modificações consideráveis na absorção e na difusão de íons agressivos. Desse estudo, outro resultado importante é o tempo em que o material ficará sujeito a essa tensão.

Na Figura 4.4 observam-se as trajetórias de tensões principais de tração e de compressão que ocorrem em uma viga de concreto armado submetida à flexão (SILVA; MELO, 2005; ZATT; CADAMURO, 2000).

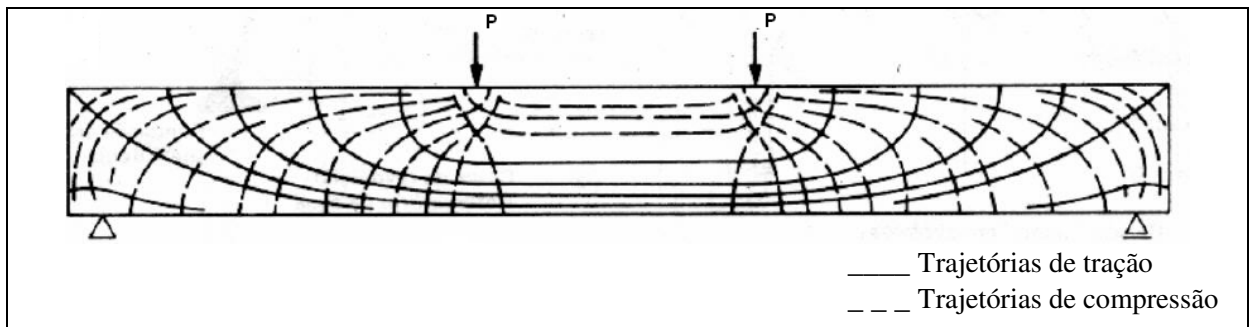


Figura 4.4 – Trajetórias das tensões principais (Viga não fissurada) (SILVA; MELO, 2005).

Se as forças P aumentam para um valor P_1 , as tensões principais também aumentam e surgem as primeiras fissuras na área tracionada e a área comprimida permanece inalterada (Figura 4.5).

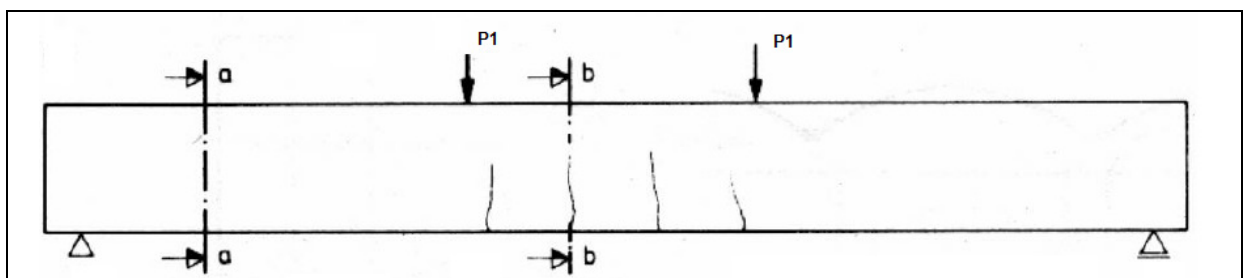


Figura 4.5 – Aparecimento das primeiras fissuras (SILVA; MELO, 2005).

Com o aumento da carga aplicada de P_1 para P_2 , outras fissuras de flexão surgem e as já existentes aumentam de abertura e prolongam-se até o topo da viga. Nos trechos entre os apoios e a carga P_2 as fissuras de flexão inclinam-se, devido à inclinação das tensões principais (Figura 4.6) (BASTOS, 2004).

De qualquer forma, internamente ou na superfície, as fissuras podem influenciar no desempenho do concreto, tornando o material suscetível ao ataque de elementos químicos, enfraquecendo a pasta de cimento endurecido, deixando-a vulnerável à erosão e abrasão (LEITE; SAAD, 1992; KIM et al, 2004).

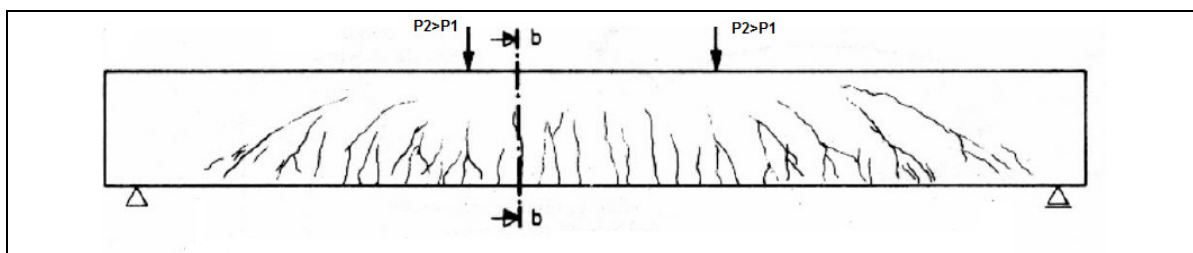


Figura 4.6 – Fissuras de flexão e fissuras de cisalhamento pouco antes da ruptura (SILVA; MELO, 2005).

4.3.1 Influência de fissuras e microfissuras induzidas por ações externas na durabilidade do concreto

Muitos são os fatores que relacionam a fissuração e a durabilidade. A Figura 4.7 ilustra como a presença de fissuras pode causar um problema específico nas estruturas de concreto, comprometendo a sua durabilidade.

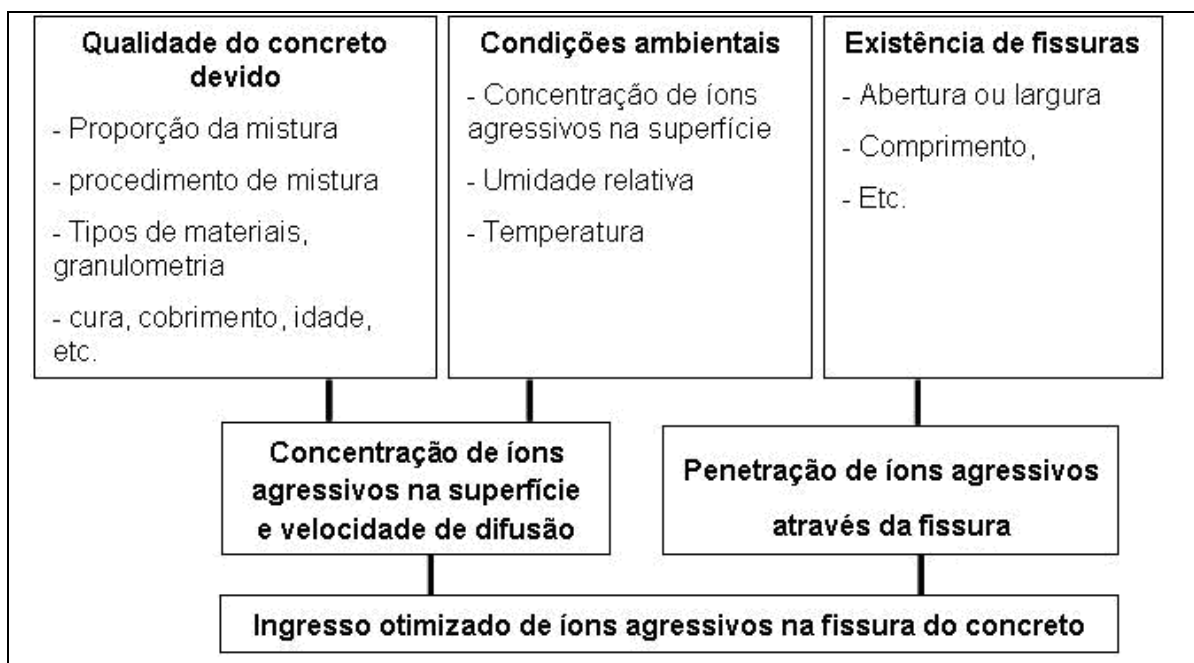


Figura 4.7 – Ação de íons agressivos no concreto fissurado (WIN et al, 2004).

Alguns fatores são necessários para que ocorra a deterioração por íons agressivos ao

concreto. O primeiro fator é a qualidade do concreto, que está relacionado com: a proporção da mistura (em especial a relação água/cimento que interferirá diretamente na permeabilidade do material); com os tipos de materiais utilizados (em especial com o tipo de cimento); e com as etapas do processo produtivo (como o procedimento e o período de cura e a especificação da espessura de cobrimento no projeto). As condições ambientais também interferem na deterioração do material (como temperatura e umidade) e a existência de fissuras no concreto e suas características, como abertura e comprimento. A partir desses fatores tem-se uma maior ou menor concentração de íons na superfície do material e de velocidade de difusão desses íons, além da entrada desses íons através das fissuras. A partir daí pode-se ter o ingresso otimizado de íons agressivos na fissura do concreto.

A penetração e difusão de íons cloretos podem ocorrer pela fissura conforme esquematizado na Figura 4.8. A partir da superfície exposta ocorre a entrada de íons cloretos pela abertura de fissura. Quando os íons cloreto estão no interior da fissura, eles podem penetrar em diferentes profundidades, a partir da superfície no seu interior, ficando dissolvidos na fase aquosa dos poros, formando os cloretos livres, que podem desencadear o processo de deterioração do material. Observa-se também que a concentração de cloretos é alta na superfície exposta do concreto, porém, ao penetrar na abertura de fissura ela diminui com o aumento da profundidade a partir da superfície do material (ISMAIL et al, 2006; FIGUEREDO, 2005).

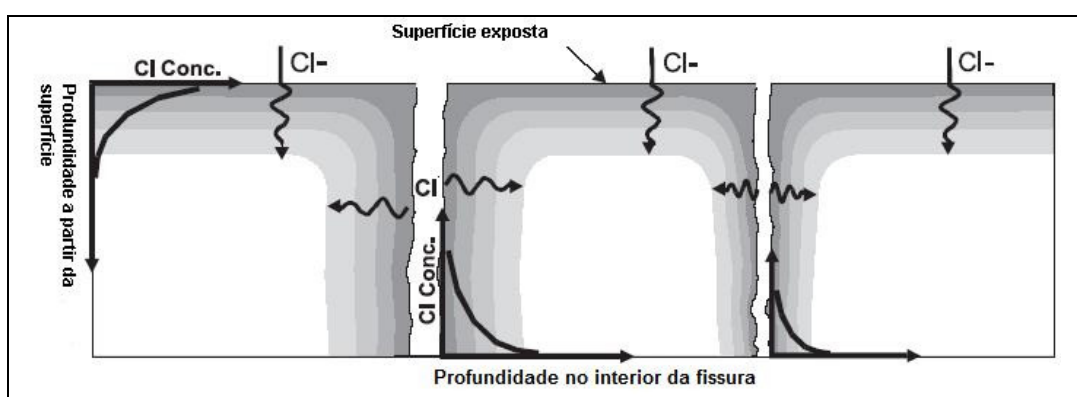


Figura 4.8 – Penetração de cloretos na superfície e entre as fissuras (ISMAIL et al, 2006).

No caso da carbonatação, esse processo pode ser responsável pelo acúmulo de carbonatos na superfície da fissura, o que depende da dimensão e quantidade de água no seu interior, além da proporção de íons OH⁻.

Na Figura 4.9 é apresentado um esquema do processo de penetração e difusão do CO₂ por

uma fissura (FIGUEREDO, 2005). O comportamento do CO_2 no interior de uma fissura é diferente do comportamento na superfície do concreto exposto ao ambiente. A difusão do dióxido de carbono no interior da fissura depende e limita-se em função de sua dimensão, condições ambientais e da taxa de penetração do CO_2 . No caso da taxa de penetração do CO_2 , esse é um parâmetro importante uma vez que o dióxido de carbono tem duas superfícies de concreto no interior da fissura para que ocorra a difusão. No interior da fissura a difusão do CO_2 ocorre na superfície em seu interior, nesse momento ocorrem as reações químicas para formação de carbonato de cálcio e diminuição do pH da mistura (RICHARDSON, 1998; SILVA, 2007).

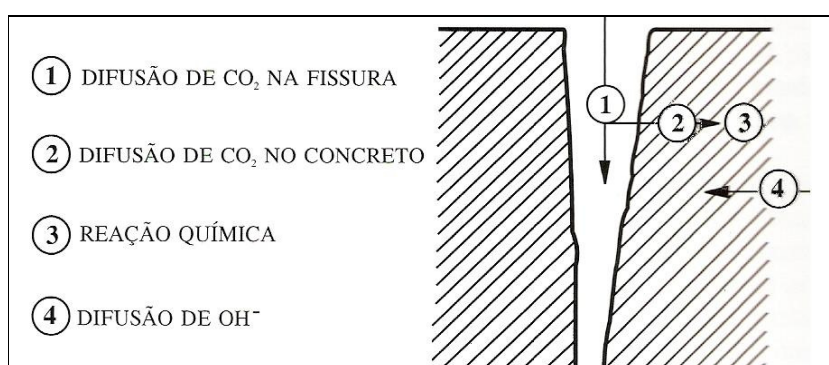


Figura 4.9 – Carbonatação no interior da fissura (CEB/BI 152 citado por FIGUEREDO, 2005).

Entre os estudos realizados que relacionam a durabilidade do concreto e fissuras induzidas por carregamento, pode-se citar o de Saito e Ishimori (1995), que submeteram corpos-de-prova cilíndricos de concreto a dois tipos de carregamento: de compressão estático e repetitivo, sob diferentes níveis de sollicitação (0, 30, 50, 70, 90 e 100 % da resistência do concreto estudado). Os corpos-de-prova foram submetidos à cura úmida por 4 a 5 semanas e na seqüência a dois tipos de carregamento, sendo então realizado o ensaio de permeabilidade a cloretos. Dos resultados observou-se que a permeabilidade a cloretos nos concretos carregados em níveis de sollicitação até 60% da resistência última, não apresentaram diferenças significativas em relação à amostra sem carregamento. Mesmo sob elevados níveis de tensão, alguns fatores são importantes para que se obtenham diferenças significativas nos resultados de durabilidade relacionados à ação de carregamento e fissuras, como o período em que os corpos-de-prova ficaram sob carregamento e a abertura dessas fissuras. Esses fatores podem ter contribuído para esse resultado.

Ahn e Reddy (2001) avaliaram a durabilidade de estruturas de concreto, realizando ensaios de corrosão das armaduras em vigas imersas em tanques simulando um ambiente

marinho, sob a ação de carregamento estático e de fadiga. Foram utilizadas vigas de concreto produzidas com diferentes relações a/c (0,3; 0,4; e 0,6 e respectivas resistências: 68,4; 52,4; e 31,4 MPa), submetidas à cura úmida por 4 semanas. O carregamento foi selecionado para causar as fissuras iniciais com espessura menor que a permitida para estruturas em ambiente marinho (0,15mm, de acordo com norma internacional) e onde foram observadas as formas das fissuras ao longo do ensaio. Dos resultados obtidos, a maior parte das vigas apresentou mais manchas de oxidação na região de momento máximo (terços médios), indicando maiores danos de corrosão do que em outras regiões. Neste trabalho destaca-se a importância da interação entre os efeitos da corrosão e o carregamento, identificada para a deterioração do concreto marinho na investigação simulada em laboratório.

Além dos trabalhos que enfocam a análise do comportamento estrutural, alguns autores têm estudado o comportamento do material concreto armado. Entre os trabalhos que seguem essa análise, Silva et al (2005) e Silva (2007) simularam o comportamento de elementos de estruturas (vigas) de concreto armado sob regime de tensão, submetidas a cura úmida por sete dias (permanecendo em câmara úmida por esse período), na condição fissurada e exposta a um ambiente com elevada concentração de dióxido de carbono (CO_2). As medidas de profundidades carbonatadas foram realizadas ao longo da viga, tanto na região fissurada quanto na região não fissurada. Entre os resultados encontrados, verificou-se que a fissura facilitou a frente de carbonatação. Após um ano de exposição à umidade essas fissuras foram responsáveis pela presença de corrosão de armadura. A carbonatação na região tracionada foi maior do que na comprimida, não sendo uniforme ao longo do elemento estrutural. Na região comprimida há um confinamento do concreto dificultando a difusão do CO_2 .

Castel e colaboradores (1999) quantificaram o efeito da microfissuração na penetração de CO_2 . A carbonatação do concreto foi estudada em vigas de concreto por 13 anos, em ambiente natural, que passaram por cura úmida por 28 dias (em câmara úmida). Nesse trabalho observou-se que o carregamento aplicado à viga de concreto bem como sua intensidade teve um papel significativo na penetração de CO_2 devido ao aumento das microfissuras, principalmente aquelas localizadas na interface pasta/agregado (CASTEL et al, 1999).

Vidal et al (2004; 2007) e François et al (2006) verificaram a relação entre as aberturas das fissuras decorrentes de carregamento e a corrosão das armaduras, sob ambiente salino por 14

e 17 anos, em função da perda de seção da barra de aço em vigas de concreto armado submetidas à cura úmida, em câmara úmida, por 28 dias. As fissuras foram mapeadas e determinadas as larguras ou aberturas das fissuras (Figura 4.10), correspondentes à penetração do ataque de cloretos. Dois tipos de fissuras podem ser observados na viga, as fissuras transversais, induzidas pela ação de carregamento (flexão), e as fissuras longitudinais na viga que são referentes à corrosão da armadura, ou seja, fissuras que coincidem com a armadura.

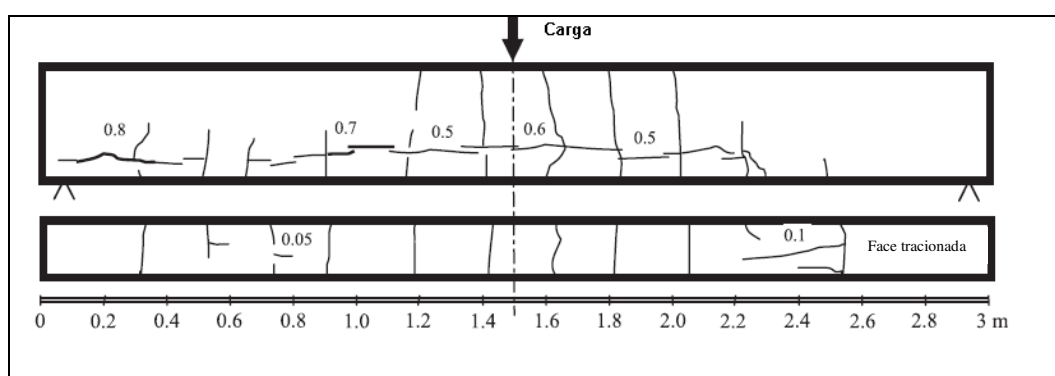


Figura 4.10 – Mapeamento das fissuras das vigas (cobrimento de 40 mm) (VIDAL et al, 2004).

Em conjunto com o mapeamento das fissuras nas vigas (apresentado na Figura 4.10), foram realizados ensaios para verificação do teor de cloretos em zona comprimida e tracionada do concreto a 16 mm de profundidade, correspondendo ao concreto de cobertura (Figura 4.11). Aos cinco anos de estudo, o teor de cloretos foi de 0,55 % a zona comprimida e 0,8 % a zona tracionada e excedeu o nível de concentração recomendada pelo RILEM, que é de 0,5% da massa de cimento e também excedeu o nível do ACI, que é de 0,3% da massa de cimento. Esse teor aumentou na zona tracionada, provavelmente devido à baixa resistência a tração do concreto, ocasionando maiores fissuras e maiores coeficientes de difusão de cloretos na mistura. Entre os 14 e 17 anos o teor de cloretos tende a se estabilizar, pois esses valores parecem ser o teor máximo de cloretos contido no concreto.

O estudo realizado verificou o teor de cloreto em zonas distintas do concreto armado, ou seja, a zona tracionada e comprimida do concreto. Em ambos os casos, após 5 anos de exposição já se observa teores de cloretos acima dos níveis máximos usuais para o início do processo corrosivo. Neste sentido, vê-se que as fissuras induzidas por carregamento, que surgiram basicamente na zona tracionada, o processo corrosivo se deu após o mesmo período que a zona comprimida. Apenas após os cinco anos de idade podem-se observar diferenças entre os

resultados entre as zonas, que se caracterizaram pelo surgimento ou não de fissuras induzidas por carregamento.

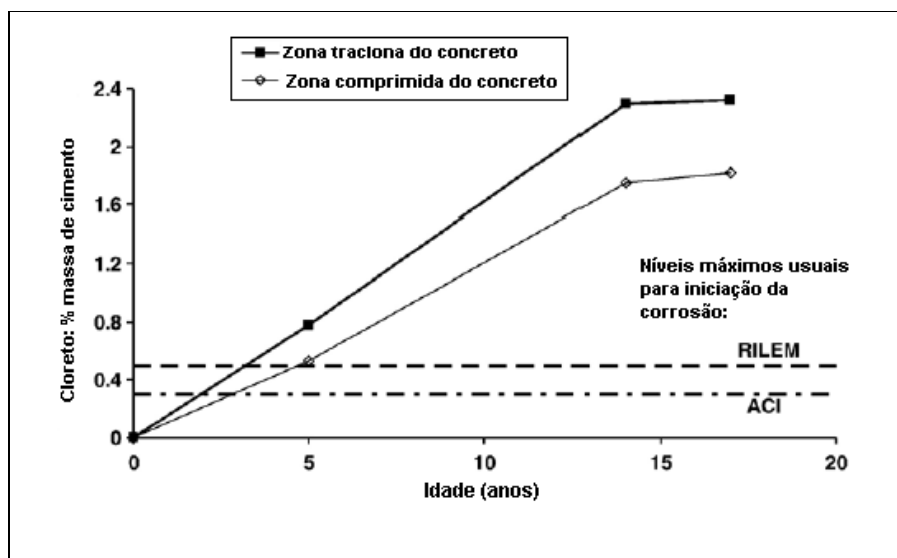


Figura 4.11 – Análise de teor de cloreto e corrosão em zona comprimida e tracionada do concreto (VIDAL et al, 2007).

Entre os resultados relevantes no trabalho de Vidal e colaboradores (2007), pode-se citar a importância do cobrimento nominal quanto à velocidade e evolução do processo de corrosão, onde as vigas com maior cobrimento apresentaram menores perdas de seção da barra de aço, mesmo com as fissuras induzidas por carregamento.

4.3.2 Influência de fissuras e microfissuras induzidas por carregamento na durabilidade do concreto com escória de alto-forno

Os estudos sobre o processo de deterioração da estrutura pela presença de microfissuras têm utilizado cimento Portland comum; porém, ao se utilizar misturas com cimento Portland de alto-forno deve-se considerar que a permeabilidade e penetração de íons cloreto é bastante reduzida. No caso da profundidade de carbonatação, essa pode ser maior em função da resistência do concreto e da porcentagem de escória utilizada.

Cheng e colaboradores (2005) avaliaram a durabilidade de vigas de concreto, com a adição de escória granulada de alto-forno ao cimento Portland em diferentes porcentagens (0%, 40% e 60%). As vigas foram produzidas e submetidas à cura úmida até a idade de ensaio, onde foi aplicado carregamento na viga até a ruptura da mesma, para se ter um valor de referência. A

partir desse resultado as vigas foram submetidas a cargas variando de 35 a 70% da carga de ruptura. Após a aplicação do carregamento foram realizados ensaios de corrosão para avaliar a influência do teor de escória e do carregamento na formação de fissuras e na durabilidade do material.

Na avaliação das vigas sem carregamento (referência), a probabilidade de corrosão diminuiu com o aumento do teor de escória na mistura. Com a adição de escória granulada de alto-forno obtém-se o refinamento da estrutura dos poros e a redução da probabilidade de corrosão. Porém, sob a condição de solicitação, as fissuras advindas do carregamento exerceram um papel primordial nos resultados encontrados, ou seja, não houve diferenças significativas de resultados para as diferentes porcentagens de escória utilizadas. Todas as vigas carregadas apresentaram uma alta probabilidade de corrosão, mostrando o controle da corrosão da armadura pelas aberturas de fissuras induzidas por carregamento (CHENG et al, 2005). Apesar do refinamento e descontinuidade dos poros com a utilização da escória de alto-forno, não foram encontrados na literatura estudos que indicassem que a hidratação da escória pode fechar uma fissura. Nos estudos apresentados na revisão da literatura deste trabalho, as fissuras avaliadas são sempre superficiais. Nesse tipo de fissura é mais difícil o fechamento apenas com a hidratação do cimento, talvez em microfissuras internas isso pudesse ser possível; porém, não foram encontrados trabalhos que comprovassem esse fato.

Poupard e colaboradores (2006) avaliaram a corrosão da armadura em vigas de concreto armado com resistência de 30MPa. As vigas foram curadas por 28 dias em câmara úmida, e expostas ao ambiente marinho natural, sendo utilizado cimento com 20% de escória de alto-forno. Entre os ensaios realizados destaca-se a profundidade de carbonatação, a concentração de cloretos e análises microestruturais (MEV, DRX, entre outras), medidos após 40 anos de exposição em zona marinha, sob carregamento contínuo de flexão. Em função do ambiente aos quais as vigas foram submetidas, ou seja, em ambiente marinho, verificaram-se nos resultados altos teores de cloretos que desencadearam o processo de corrosão. Por outro lado, as profundidades de carbonatação foram pequenas, não chegando à armadura. Nesse sentido foram observadas fissuras longitudinais à viga, decorrentes da corrosão, influenciadas pela abertura de fissuras. Os produtos de deterioração identificados pelo autor, como o (Fe_3O_4) , foram encontrados principalmente nas áreas fissuradas (POUPARD et al, 2006).

Após o levantamento de informações na literatura sobre fissuras e microfissuras no concreto armado e relacionando-as com sua durabilidade, observa-se que o estudo da fissuração no concreto está ligado aos aspectos de agressividade ambiental, espessura mínima de cobrimento de concreto à armadura, qualidade do material e abertura máxima admissível de fissura na superfície do elemento estrutural (HELENE; DINIZ, 2001).

Na abordagem dos itens considerados na durabilidade do concreto, o prazo e a forma de execução da cura são importantes, uma vez que esses fatores podem influenciar na durabilidade do material. A espessura e a qualidade do concreto de cobrimento também estão nesse contexto, devido a que essa região seja uma porta de entrada dos agentes agressivos, além de ser a zona mais afetada pela cura.

Como exposto nas discussões desse capítulo, há uma preocupação normativa nacional e internacional com as aberturas de fissuras e sua influência na durabilidade do concreto. Além do parâmetro relacionado aos limites determinados por norma quanto à abertura de fissuras, é importante a consideração quanto aos métodos de observação e análise das fissuras no material.

Muitas são as ações, principalmente as de origem externa, que podem induzir fissuras no concreto. Nesse sentido, atenta-se para a importância dos estudos relacionados sobre o tema, como os apresentados nesse capítulo. Alguns aspectos podem ser destacados nesses estudos, como o tempo de exposição dos corpos-de-prova e as diferenças substanciais entre os resultados de durabilidade (quanto à carbonatação e cloretos) nas áreas tracionadas e comprimidas, quando esses corpos-de-prova são submetidos a um carregamento. Porém, nota-se nos trabalhos apresentados que a cura não é um fator observado nas análises e que muitas vezes é pouco mencionada nas pesquisas. Outro fator a ser destacado é forma de exposição dos corpos-de-prova, que foram em sua grande parte submetidos à ambiente propício a ação de íons cloreto, como em névoa salina, por exemplo.

Após as explicações sobre os assuntos importantes estudados nesse trabalho, como durabilidade, fissuras e cura; no próximo capítulo será apresentado o programa experimental desta pesquisa, com a descrição dos materiais utilizados e ensaios realizados.

5 Programa experimental

Do ponto de vista dos procedimentos técnicos, esta pesquisa pode ser classificada como experimental, onde se seleciona as variáveis que podem influenciar o objeto de estudo, definem-se as formas de controle e de observação dos efeitos que a variável produz no objeto. Em geral, a pesquisa experimental é classificada como Pesquisa Explicativa, onde se pretende identificar e quantificar os fatores que determinam ou contribuem para a ocorrência dos fenômenos (GIL, 1999).

Este capítulo tem como objetivo descrever a metodologia adotada para realizar o programa experimental da pesquisa, com o detalhamento dos materiais e métodos empregados para o seu desenvolvimento.

Delineou-se o programa experimental conforme o fluxograma da Figura 5.1, onde se apresenta as suas principais etapas, iniciando com a caracterização dos materiais, dosagem e moldagem dos corpos-de-prova cilíndricos e prismáticos. Em seguida, elas são divididas conforme o tipo de cura (úmida e ao ar) e em função do tipo de corpo-de-prova (cilíndrico e prismático). Quando o corpo-de-prova for cilíndrico tem-se a desforma, cura e ensaios físicos e mecânicos. No caso do corpo-de-prova prismático tem-se a deforma, cura, exposição, carregamentos e ensaios de penetração de íons cloreto, carbonatação, e avaliação da microestrutura. E, finalmente, realizou-se a análise dos resultados e as considerações finais.

5.1 Caracterização dos materiais

Neste item serão apresentados os materiais utilizados, assim como suas características. A dosagem e consumo de materiais.

5.1.1 Cimento Portland

O cimento Portland utilizado neste trabalho experimental foi o CP III 40-RS (cimento Portland de Alto-Forno) em conformidade com a NBR 5735 (ABNT, 1991). A caracterização física do cimento Portland estudado pode ser observada no Quadro 5.1. O cimento utilizado em todas as moldagens é da mesma partida ou do mesmo lote. Foi adotado esse cimento, pois ele é o mais utilizado na região, além do interesse cada vez maior na utilização de cimento com adições minerais (em especial a escória de alto-forno).

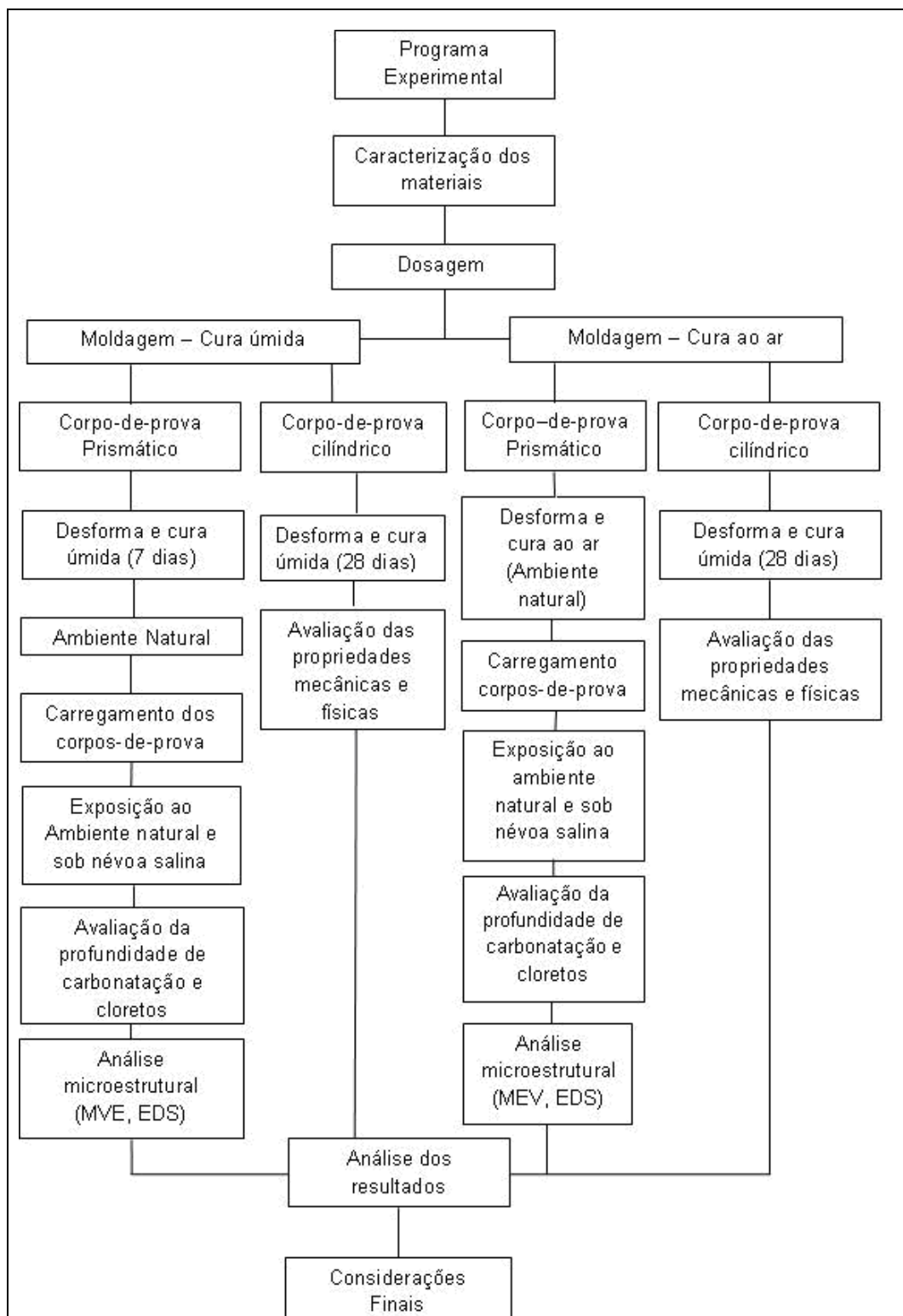


Figura 5.1 – Fluxograma do programa experimental realizado neste trabalho.

Quadro 5.1 – Caracterização física do cimento Portland de alto-forno (CP III – 40 - RS).

Ensaio		CP III – 40 - RS	
Finura (% retida na peneira # 200) NBR 11579 (ABNT, 1991)		0,42%	
Água da pasta de consistência normal (relação água/cimento) NBR NM 43 (ABNT, 2003)		0,31	
Finura Blaine (m ² /kg) NBR NM 76 (ABNT, 1998)		682,63	
Tempos de pega - NBR NM 65 (ABNT, 2002)	Início	Início	2:57h
	Fim	Fim	4:37h
Massa específica - NBR NM 23 (ABNT, 1998)		2,99 g/cm ³	

5.1.2 Agregados

Neste trabalho foram utilizados: areia (média) de rio e pedra britada número 1 (basalto), com dimensão máxima característica de 19mm, comercializados na região de Campinas - SP. Esses materiais foram caracterizados conforme a NBR 7211 (ABNT, 2005).

Nos agregados miúdo e graúdo foram realizados ensaios de composição granulométrica – NBR NM 248 (2003a), módulo de finura - NBR NM 248 (ABNT, 2003), massa específica – NBR NM 52 (ABNT, 2003b) e massa unitária – NBR 6466 (ABNT, 1982), cujos resultados encontram-se no Quadro 5.2, na Figura 5.2 e na Figura 5.3.

Quadro 5.2 - Propriedades físicas dos agregados miúdo e graúdo.

Ensaio	Areia	Brita
Dimensão máxima característica NBR NM 248 (ABNT, 2003)	2,4 mm	19 mm
Módulo de finura NBR NM 248 (ABNT, 2003)	2,53	6,78
Massa específica NBR 9776 (ABNT, 1987)	2,60 g/cm ³	2,99 g/cm ³
Massa unitária no estado solto NBR 7251 (ABNT, 1982)	1,43 g/cm ³	1,52 g/cm ³

5.1.3 Aditivo

Foi utilizado um aditivo plastificante multidosagem redutor de água. Foram realizados ensaios no material, cujas características e quantidades empregadas desse produto estão descritas no Quadro 5.3. O fabricante orienta para dosagens usuais, a faixa de 238g a 1190g por 100kg de cimento, ou seja, de 0,24 a 1,19%. A porcentagem utilizada foi definida em função de uma trabalhabilidade adequada para lançamento e adensamento do concreto nas formas. A quantidade de aditivo utilizado foi de 0,6% da massa de cimento, que representa 0,3 l para cada moldagem realizada.

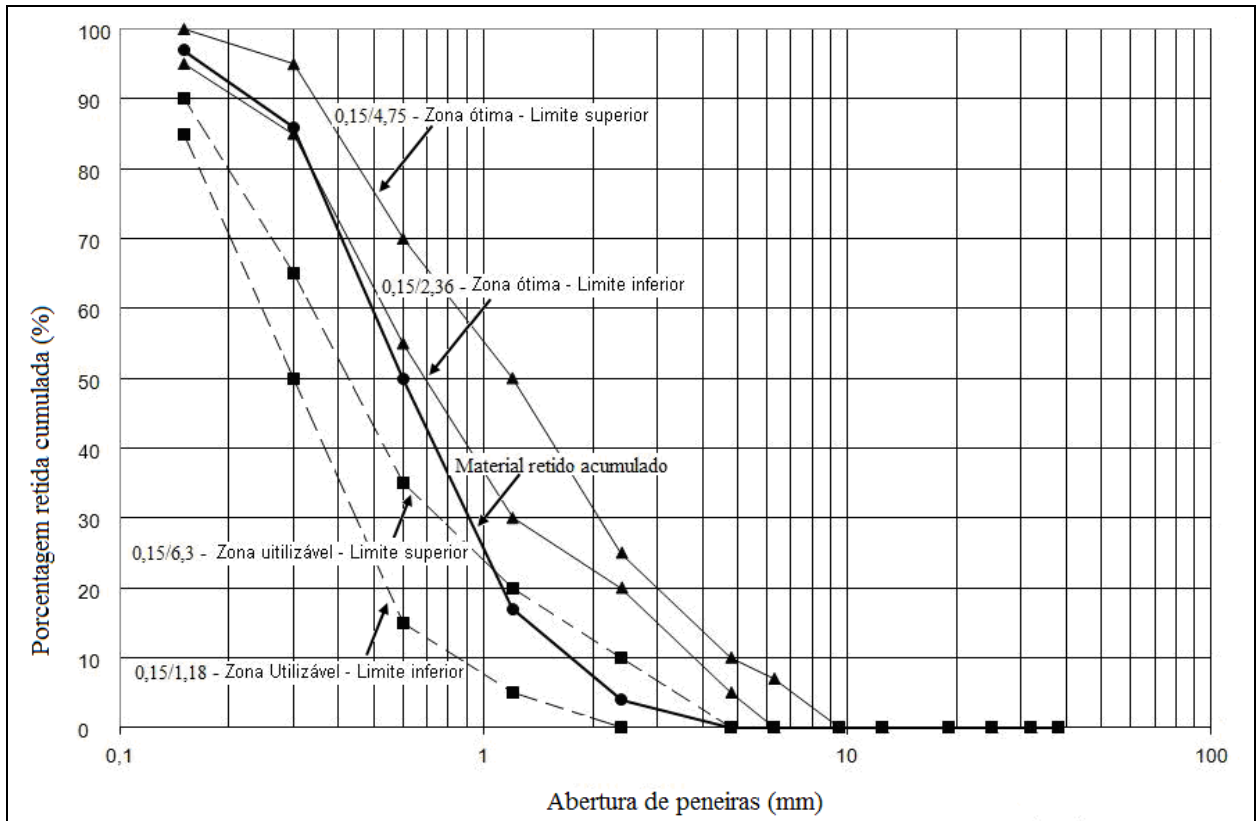


Figura 5.2 – Distribuição granulométrica do agregado miúdo.

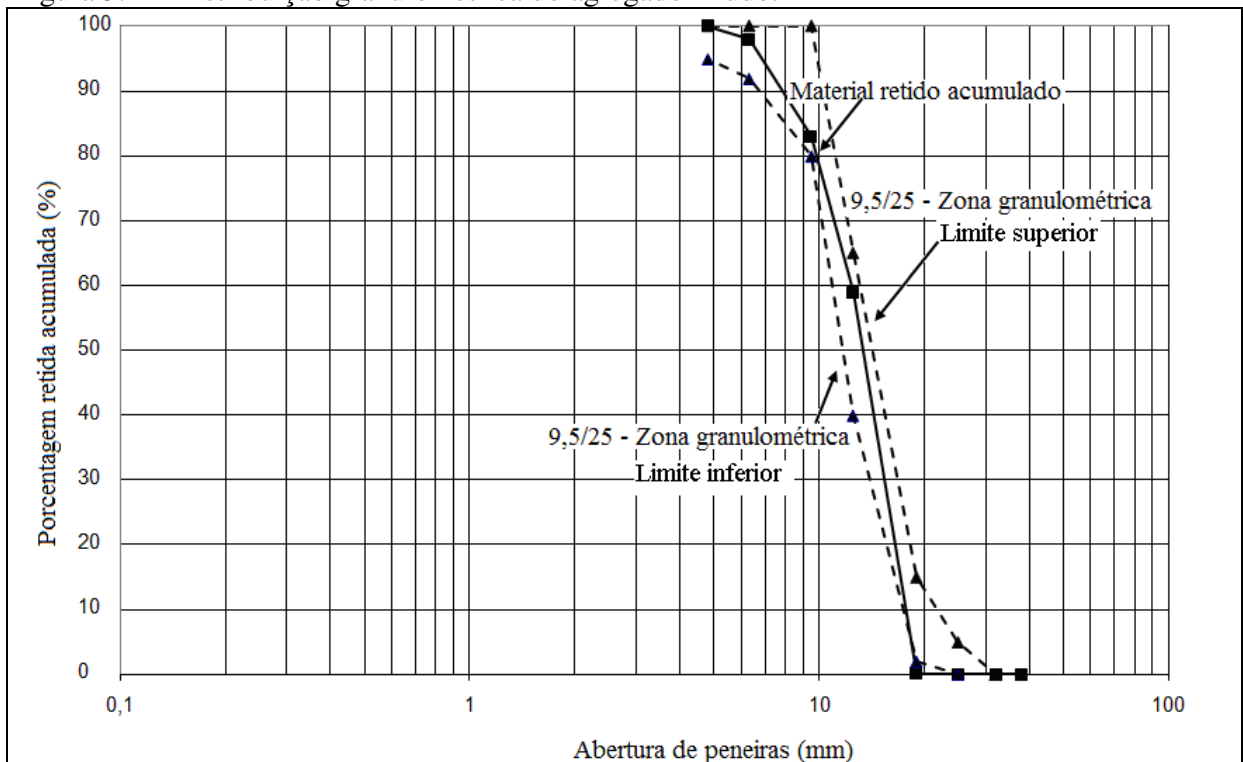


Figura 5.3 – Distribuição granulométrica do agregado graúdo.

Quadro 5.3 – Características do aditivo utilizado.

Característica	Dados técnicos	Análise realizada
Base química	lignosulfonatos	-
Densidade	$1,18 \pm 0,02 \text{g/cm}^3$	$1,19 \text{g/cm}^3$
pH	8 ± 1	8,5

5.1.4 Aço

Na produção dos corpos-de-prova prismáticos de concreto foi utilizada uma barra de aço CA50 com diâmetro nominal de 10 mm. No Quadro 5.4 são apresentados os resultados de ensaios das amostras desse material. Em função do elevado valor de alongamento na primeira amostra ensaiada (CA50-1), os ensaios foram repetidos em outra amostra (CA50-2, referente à segunda amostra) e o alongamento foi de 10%. De acordo com NBR 7840 (ABNT, 2007) o alongamento mínimo para o aço CA50 é de 8%. Vale ressaltar que essa norma não estipula valores máximos de alongamento.

Quadro 5.4 – Especificação do aço utilizado no trabalho experimental.

Aço	Peso	Comp	Peso linear	Diâm Calc.	Área	Carga de escoam.	Carga de ruptura	Tensão de escoam.	Tensão de ruptura	Alongamento
	g	mm	kg/m	mm	mm ²	kgf	kgf	MPa	MPa	%
CA50-1	369,1	601	0,614	9,976	78,23	4200	6200	536,88	792,54	16
CA50-2	368,9	601	0,614	9,973	78,18	4250	6250	543,57	799,36	10

A barra de aço do corpo-de-prova prismático foi utilizada apenas para auxiliar e dar sustentação ao corpo-de-prova prismático durante o transporte e o carregamento. O objetivo foi avaliar o concreto de cobrimento e não a corrosão da armadura.

5.2 Misturas experimentais

A proporção aglomerante:agregados adotada nesta pesquisa foi de 1:5, em massa. Atendendo a esse requisito, o traço definido foi de 1:2:3 (cimento:areia:brita), em massa, com a relação água/cimento de 0,42.

A escolha da proporção (cimento: areia: brita) 1:2:3 ocorreu por apresentar bom teor de argamassa. A relação água/cimento de 0,42 foi adotada com o objetivo de obter concretos mais resistentes quando expostos em meios agressivos, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2007). A classe adotada para os concretos moldados neste estudo é C50. O traço e a relação água/cimento adotados neste trabalho vêm sendo utilizados e avaliados desde 2000 dentro do projeto de

pesquisa sobre durabilidade da camada de cobrimento, no laboratório de materiais de construção da Unicamp. Os gráficos do Estudo de Dosagem podem ser observados no Apêndice A.

A quantidade de aditivo utilizado foi a necessária para se manter uma trabalhabilidade adequada à moldagem dos corpos-de-prova em mesa vibratória, em função da baixa relação água/cimento empregada. O índice de consistência, determinado pelo ensaio de abatimento, foi de 4 ± 1 cm. Esse valor de abatimento, apesar de não ser muito utilizado em obras correntes, foi adotado para o concreto, pois se desejava obter uma trabalhabilidade mínima em que o concreto fosse moldado para a produção de corpos-de-prova prismáticos com a vibração mecânica.

O consumo de materiais empregados para a moldagem dos corpos-de-prova e vigas pode ser observado no Quadro 5.5. Apesar da classe de resistência e relação água/cimento adotados neste trabalho não serem as mais utilizadas em obras brasileiras, eles foram adotados para:

- Atendimento aos parâmetros definidos na NBR 12655 (ABNT, 2006) para um ambiente de agressividade muito forte (para um risco de deterioração elevado - relação água/cimento $\leq 0,45$ e classe de resistência $\geq C40$);
- Utilização de mesmo padrão de fck e relação a/c utilizado em outras pesquisas realizadas no Laboratório de Materiais de Construção da Unicamp;
- Com base no trabalho de Silva (2007) que utilizou concretos de alto desempenho para comparação de profundidade carbonatação quanto à abertura de fissuras em vigas de concreto armado.

Quadro 5.5 – Especificação dos materiais utilizados no trabalho experimental.

Traço/ betonada	Cimento (Kg)	Aditivo (%)	Areia (Kg)	Brita (Kg)	Água (Kg)
1 : 2 : 3 : 0,42	50	0,6	100	150	21
Traço/ m³	Cimento (Kg/m³)	Aditivo (Kg/m³)	Areia (Kg/m³)	Brita (Kg/m³)	Água (Kg/m³)
1 : 2 : 3 : 0,42	398	2,4	796	1194	167

5.3 Moldagem, cura e ensaios dos corpos-de-prova cilíndricos

Os corpos-de-prova cilíndricos foram empregados para caracterização do concreto, avaliando as suas propriedades mecânicas (resistência à compressão axial e módulo de elasticidade) e físicas (absorção de água por capilaridade) (Quadro 5.6).

Quadro 5.6 – Série de corpos-de-prova cilíndricos.

Séries	Tipo de cura	Data de ensaio
M6ar	Imersa até a data de ensaio	28 dias
M6um		
M12ar		
M12um		
M18ar		
M18um		
M24ar		
M24um		

A mistura foi mecânica, em betoneira de eixo inclinado. Para cada série foram moldados 12 corpos-de-prova cilíndricos com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. Os corpos-de-prova foram moldados em duas camadas, em mesa vibratória, no tempo necessário para permitir a compactação adequada do concreto no molde, de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 2003) (Figura 5.4).



Figura 5.4 - Moldagem dos corpos-de-prova cilíndricos, utilizando mesa vibratória.

Após a moldagem, os corpos-de-prova eram cobertos com lona plástica até o momento da desforma, que ocorria após 48 horas do momento da moldagem. Esse prazo de desmoldagem foi adotado em função da desforma dos corpos-de-prova prismáticos. Em seguida, os corpos-de-prova foram submetidos à cura imersa por 28 dias (Figura 5.5).

Para a avaliação das propriedades mecânicas foram realizados ensaios de resistência à compressão axial e módulo de elasticidade para cada série de corpos-de-prova. No caso do ensaio físico foi realizado o de absorção de água por capilaridade.



Figura 5.5 – Cura de corpos-de-prova em tanque com água saturada de cal, durante 28 dias.

a) Resistência à Compressão Axial

Para o ensaio de resistência à compressão axial foram moldados quatro corpos-de-prova cilíndricos e ensaiados na idade de 28 dias, segundo a NBR 5739 (ABNT, 2007).

Para efeito de comparação, para a primeira e última séries foram moldados 4 corpos-de-prova cilíndricos e submetidos à cura em ambiente de laboratório (com temperatura e umidade relativa do ar de 24 °C e 70%, respectivamente).

b) Módulo de elasticidade

Para obtenção do módulo de elasticidade estático foi realizado ensaio conforme a NBR 8522 (ABNT, 1984), utilizando-se 4 corpos-de-prova cilíndricos, preparados e moldados segundo a NBR 5738 (ABNT, 2003). Para isso, 1 corpo-de-prova foi rompido à compressão axial segundo a NBR 5739 (ABNT, 2007) e 3 corpos-de-prova foram destinados à obtenção do diagrama tensão x deformação conforme recomendação da NBR 8522/1984 (Figura 5.6).

c) Absorção por Capilaridade

Este ensaio consistiu primeiramente na secagem dos corpos-de-prova, em estufa à temperatura de 80 °C ± 5 °C, até a constância de massa. Essa temperatura foi adotada em função do que se pratica no Laboratório de Materiais de Construção da Unicamp e do material utilizado neste estudo. Posteriormente os corpos-de-prova foram resfriados ao ar à temperatura de 23 °C ± 2 °C. Em seguida suas laterais foram impermeabilizadas para que o fluxo de água no corpo-de-prova ocorresse somente no sentido do seu eixo principal. Os corpos-de-prova foram dispostos sobre uma lâmina de água com altura constante de 10 ± 1 mm (Figura 5.7).

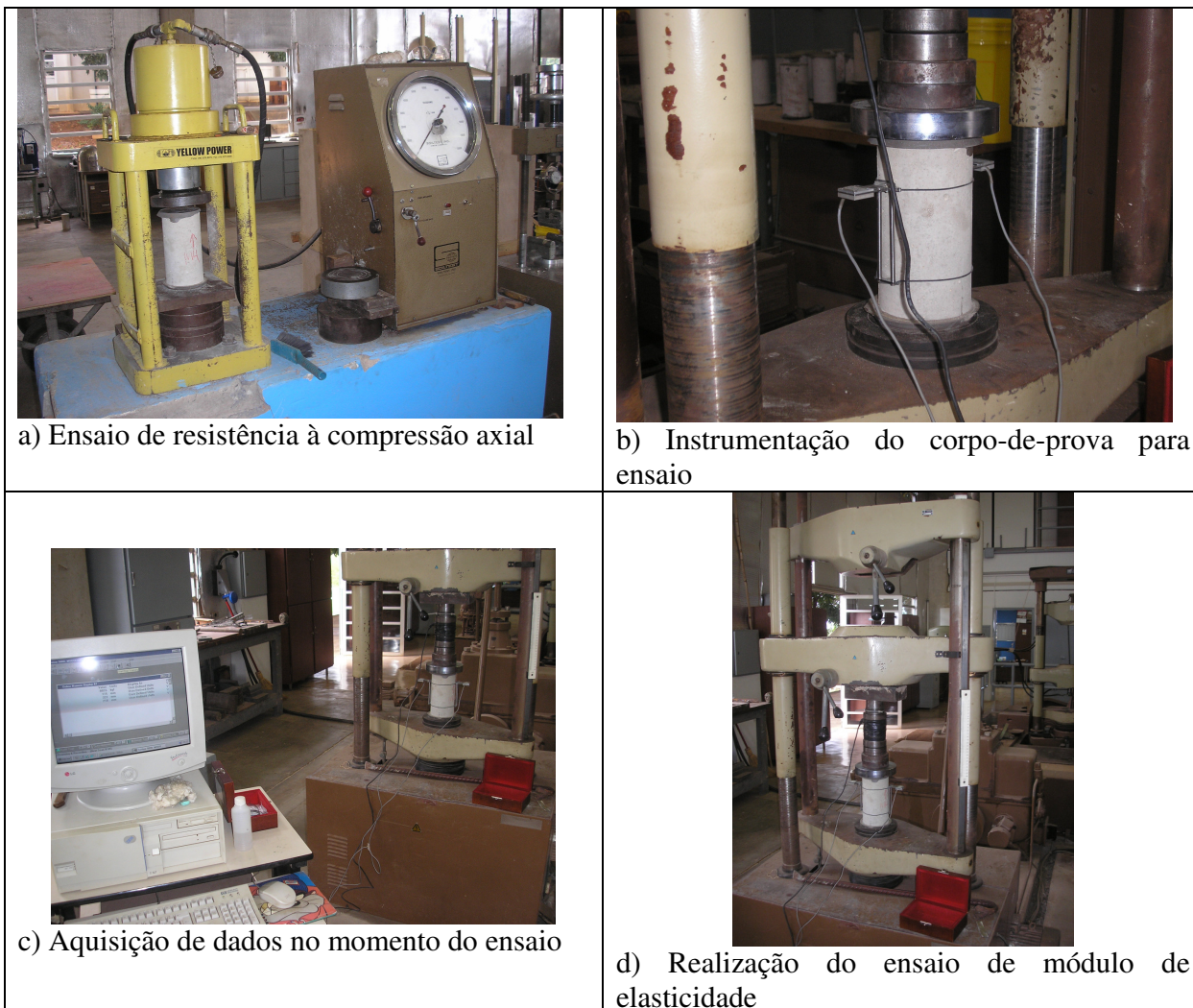


Figura 5.6 – Etapas do ensaio de módulo de elasticidade.

Procedem-se, então, à determinação da massa dos corpos-de-prova decorridos 15 minutos, 30 minutos, 1 hora, 2 horas, 3 horas, 6 horas, 8 horas e 24 horas de ensaio. Após a última determinação da massa os corpos-de-prova foram rompidos por compressão diametral de modo a permitir a anotação do perfil de ascensão capilar de água no seu interior. O resultado de ascensão capilar foi o valor máximo obtido no perfil.

5.4 Moldagem, cura e ensaios dos corpos-de-prova prismáticos

Para os corpos-de-prova prismáticos foram moldadas as mesmas séries de concreto que os corpos-de-prova cilíndricos; porém, o tipo de cura e as datas de ensaio foram diferentes.

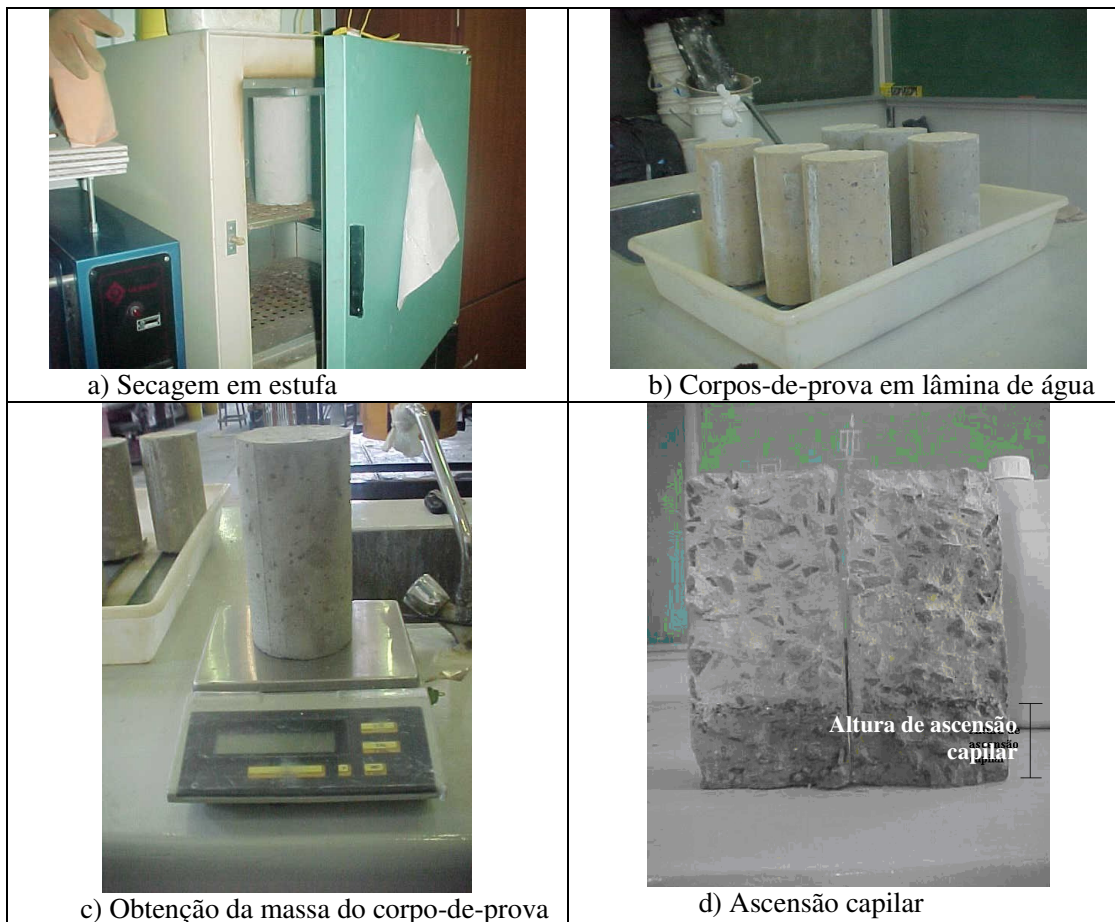


Figura 5.7 – Etapas do ensaio de absorção por capilaridade.

A mistura do concreto para a produção dos corpos-de-prova prismáticos foi mecânica em betoneira de eixo inclinado. Para cada série foram moldados corpos-de-prova prismáticos nas dimensões 1,39x0,1x0,1m, como apresentado na Figura 5.8. Foi utilizada uma barra de aço CA50 com diâmetro nominal de 10 mm (\varnothing 10), com cobrimento nominal de 30 mm, embora a corrosão do aço não seja escopo deste trabalho. O cobrimento adotado (30 mm) foi definido em função do trabalho realizado no Laboratório de Materiais de Construção por Martins (2001) que observou, em concretos produzidos com cimento Portland de alto-forno, profundidades de carbonatação máximas de 20mm e teor de cloretos na faixa de 0,1 % (massa de cimento) na profundidade de cobrimento 30 a 40mm. Utilizou-se também como parâmetro o que se observou na literatura, nos trabalhos de Midness e Young (1981), Illston (1994), Alexander e colaboradores (2001) e Figueiredo e Nepomuceno (2004), que adotaram e apresentam em seus estudos parâmetros de cobrimento preconizado por normas internacionais (como o ACI 224.1R e BS 8110), para climas severos em vigas de concreto armado, a profundidade de cobrimento de 30 a 40mm.

Ressalta-se que a barra de aço colocada no corpo-de-prova prismático foi importante para o manuseio do corpo-de-prova, para a avaliação da carga e também para manter o concreto com as fissuras para a avaliação do concreto de cobrimento.

Os corpos-de-prova prismáticos foram moldados de dois em dois, como mostrado na Figura 5.8. Para manter o cobrimento foram colocados 3 espaçadores de 30mm ao longo da barra de aço.

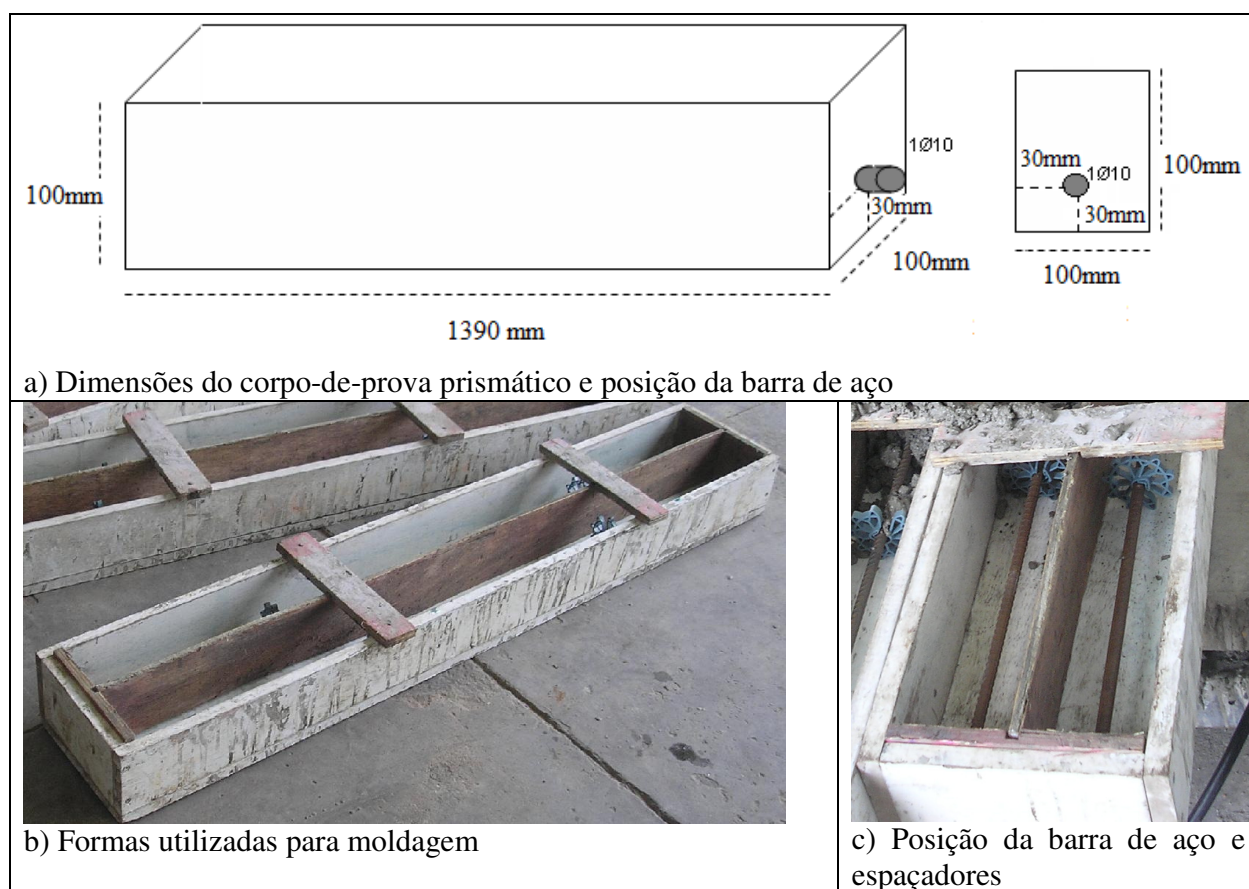


Figura 5.8 – Esquema de dimensões dos corpos-de-prova prismáticos.

Os corpos-de-prova prismáticos foram também moldados em duas camadas, em mesa vibratória, no tempo necessário para permitir a compactação adequada do concreto no molde, de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 2003). Após a moldagem, os corpos-de-prova prismáticos foram cobertos com lona plástica até o momento da desforma, após 48 horas do momento da moldagem. Esse prazo foi adotado porque não se conseguia desformar e principalmente transportar esses corpos-de-prova antes de 48 horas, pois fissuravam durante o manuseio.

A Figura 5.9 ilustra a moldagem dos corpos-de-prova prismáticos.



Figura 5.9 - Etapas da moldagem dos corpos-de-prova prismáticos.

Na Figura 5.10 são apresentados os corpos-de-prova prontos para serem cobertos com lona plástica até a desforma.



Figura 5.10 - Corpos-de-prova prontos para serem cobertos com lona plástica até a desforma.

5.4.1 Cura dos corpos-de-prova prismáticos

Os corpos-de-prova prismáticos passaram por dois processos de cura, como apresentado a seguir.

a) Cura ambiente ou ao ar

Após desmoldados, os corpos-de-prova prismáticos foram colocados em ambiente externo até a data de carregamento (Figura 5.11). Os dados referentes à temperatura e umidade relativa do ar foram obtidos no Centro de Pesquisas Meteorológicas e Climáticas Aplicadas à Agricultura (CEPAGRI) da Faculdade de Engenharia Agrícola da Unicamp.

Na cura ambiente (ou ao ar) não são tomados cuidados especiais para se evitar a evaporação prematura da água necessária para a hidratação do cimento.



Figura 5.11 – Corpos-de-prova prismáticos expostos no ambiente.

b) Cura úmida

Após a desmoldagem os corpos-de-prova prismáticos foram imersos em água saturada de cal até a idade de 7 dias. Após esse período foram colocados em ambiente externo até a data de carregamento, descrito a seguir.

A série de corpos-de-prova prismáticos produzidos, com seus respectivos tipos de cura e data de ensaio é apresentada no Quadro 5.7. Após a cura úmida de sete dias ou quando corpos-de-prova prismáticos eram colocados em ambiente após desforma (cura ao ar), eles passaram por névoa salina até a idade de ensaio. O objetivo da névoa foi simular um ambiente salino, nesse sentido foi borrifada uma solução de NaCl nos corpos-de-prova prismáticos até seu umedecimento, com uma periodicidade de 3 vezes por semana e três vezes ao dia.

Quadro 5.7 – Série de corpos-de-prova prismáticos produzidos.

Séries	Tipo de cura	Data de ensaios
M6ar	Ao ar	06 meses
M6um	Úmida	06 meses
M12ar	Ao ar	12 meses
M12um	Úmida	12 meses
M18ar	Ao ar	18 meses
M18um	Úmida	18 meses
M24ar	Ao ar	24 meses
M24um	Úmida	24 meses

5.4.2 Esquema de carregamento dos corpos-de-prova prismáticos

Após os períodos de cura os corpos-de-prova prismáticos ficaram expostos ao ambiente até a data de aplicação da tensão de carregamento para a abertura de fissuras. Para definir o carregamento foram feitas várias tentativas e definiu-se pelo procedimento descrito a seguir.

Aos 28 dias de idade realizou-se um ensaio piloto em um corpo-de-prova prismático biapoiado, aplicando uma força concentrada P até a ruptura. Após o ensaio, o corpo-de-prova prismático apresentou a configuração de fissuras, como apresentado na Figura 5.12.

Para a abertura máxima de fissuras, foi adotado como parâmetro o limite que estabelece a norma NBR 6118 (ABNT, 2007) para a durabilidade, relacionada à fissuração e proteção da armadura, em função da classe de agressividade ambiental. Assim, a abertura máxima de fissuras nos corpos-de-prova prismáticos foi entre 0,3 mm e 0,4 mm.

O ensaio foi repetido com outro corpo-de-prova prismático biapoiado com as mesmas características e dimensões. A primeira fissura (com abertura dentro dos limites da norma) ocorreu com uma carga de 250 kgf. A medida das aberturas foi realizada posicionando um fissurômetro sobre a fissura para medir sua abertura (Figura 5.13). Com o aumento progressivo da carga as fissuras foram surgindo até o colapso do corpo-de-prova prismático, que ocorreu com carga de 1450 kgf.

Após essa etapa foi definida a forma de carregamento dos corpos-de-prova prismáticos, que teriam três situações:

- Sem carregamento (SC). Foi adotado para servir como referência na comparação entre os dois outros tipos de carregamento.

- Carregamento central de curta duração (CCCD). Aplicação de uma força concentrada P no corpo-de-prova prismático até o surgimento da primeira fissura, e retirada em seguida. Optou-se pela escolha desse carregamento para verificar o desempenho do concreto em uma situação de fissuras que podem surgir ao longo da vida útil da estrutura devido à ação de carregamentos pontuais, ou seja, casos em que há uma sobrecarga de curta duração na estrutura, com o surgimento de fissura. Nesse caso, como o carregamento é de curta duração, a fissura pode desaparecer na retirada do carregamento, mas tensões e microfissuras internas no material já ocorreram;

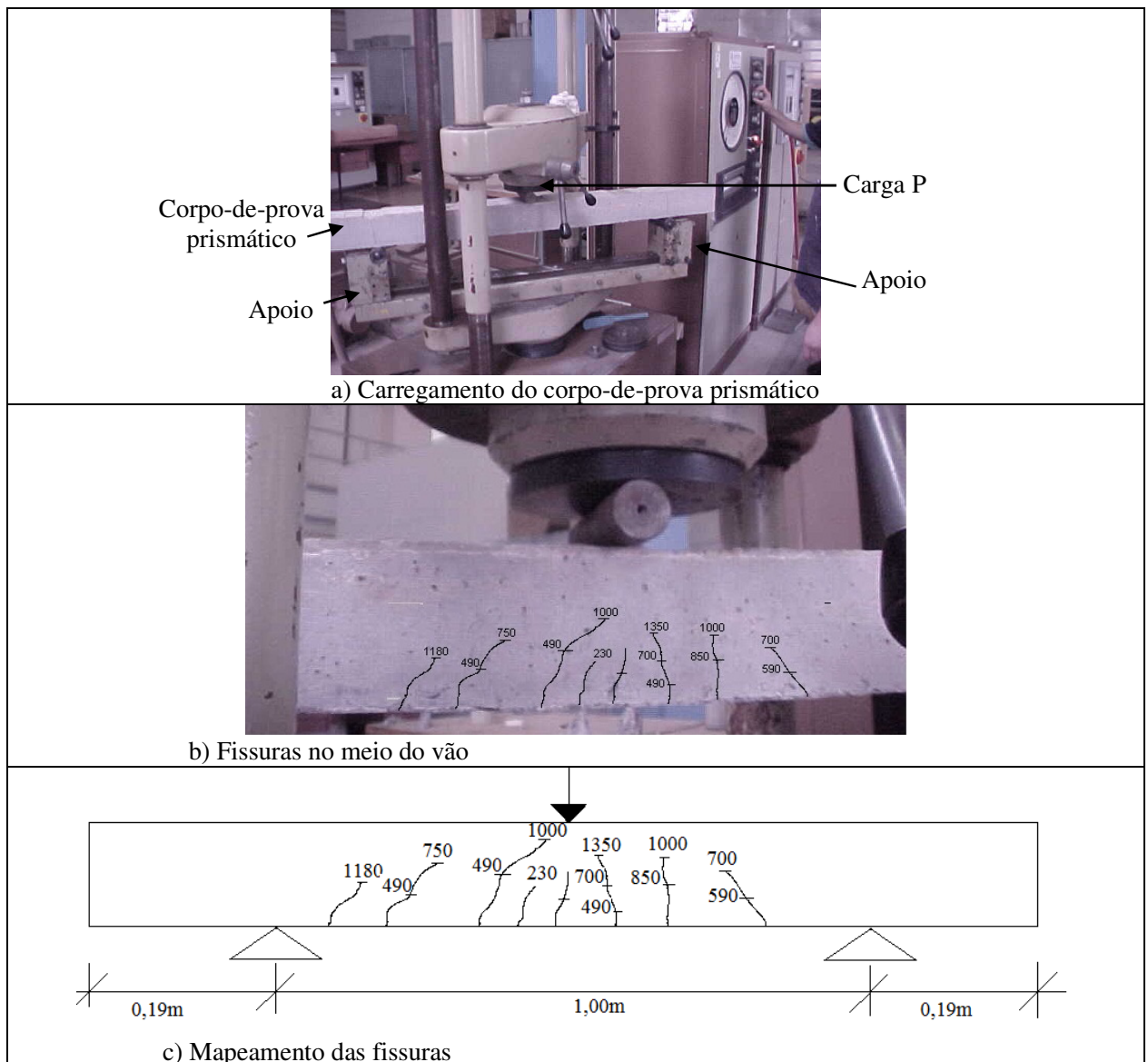


Figura 5.12 – Ensaio no corpo-de-prova prismático piloto.

- Carregamento central permanente (CCP). Os corpos-de-prova prismáticos sofreram carregamento até a data dos ensaios de durabilidade. Esse tipo de carregamento foi escolhido para que o corpo-de-prova prismático tivesse fissuras superficiais e que se mantivessem abertas ao longo de todo o período de exposição, até as datas de ensaio. Assim, nas datas de ensaio pode-se observar a influência da fissura na profundidade de carbonatação, na penetração de cloretos e na microestrutura do concreto.

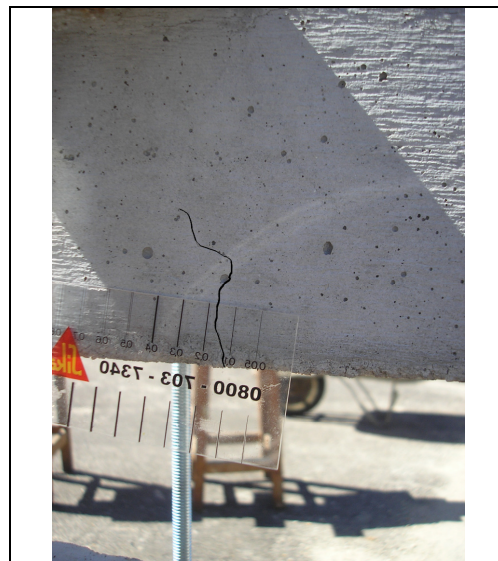


Figura 5.13 – Medida da abertura de fissura no corpo-de-prova prismático com fissurômetro.

Nos dois primeiros casos, em que os corpos-de-prova prismáticos passariam por algum tipo de carregamento, foi definida a carga de 250 kgf (equivalente a 17% da carga de ruptura do corpo-de-prova). Assim, o corpo-de-prova prismático teria abertura de fissuras dentro dos limites da NBR 6118 (até 0,4 mm) (ABNT, 2007). As formas de carregamentos são descritas a seguir.

5.4.2.1 Sem Carregamento (SC)

Após a cura úmida de sete dias, os corpos-de-prova prismáticos ficavam em ambiente externo até a data de ensaio. Quando os corpos-de-prova prismáticos eram submetidos à cura ao ar, após a desforma, eles eram colocados expostos ao ambiente externo até a data de ensaio.

5.4.2.2 Carregamento Central de Curta Duração (CCCD)

O carregamento de curta duração, como o próprio nome já sugere, foi realizado uma única vez na máquina de ensaios, onde se aplicou uma carga concentrada de 250 Kgf, definida no

ensaio piloto, para que ocasionasse a abertura de fissura dentro dos limites da norma (Figura 5.14).



Figura 5.14 – Aplicação do carregamento central de curta duração no corpo-de-prova prismático.

Na Figura 5.15 pode-se observar as fissuras ocasionadas pelo carregamento pontual. Como as fissuras tinham pequena abertura (no máximo 0,4 mm), depois de retirado o carregamento a fissura se fechava; porém, a abertura já havia ocorrido.

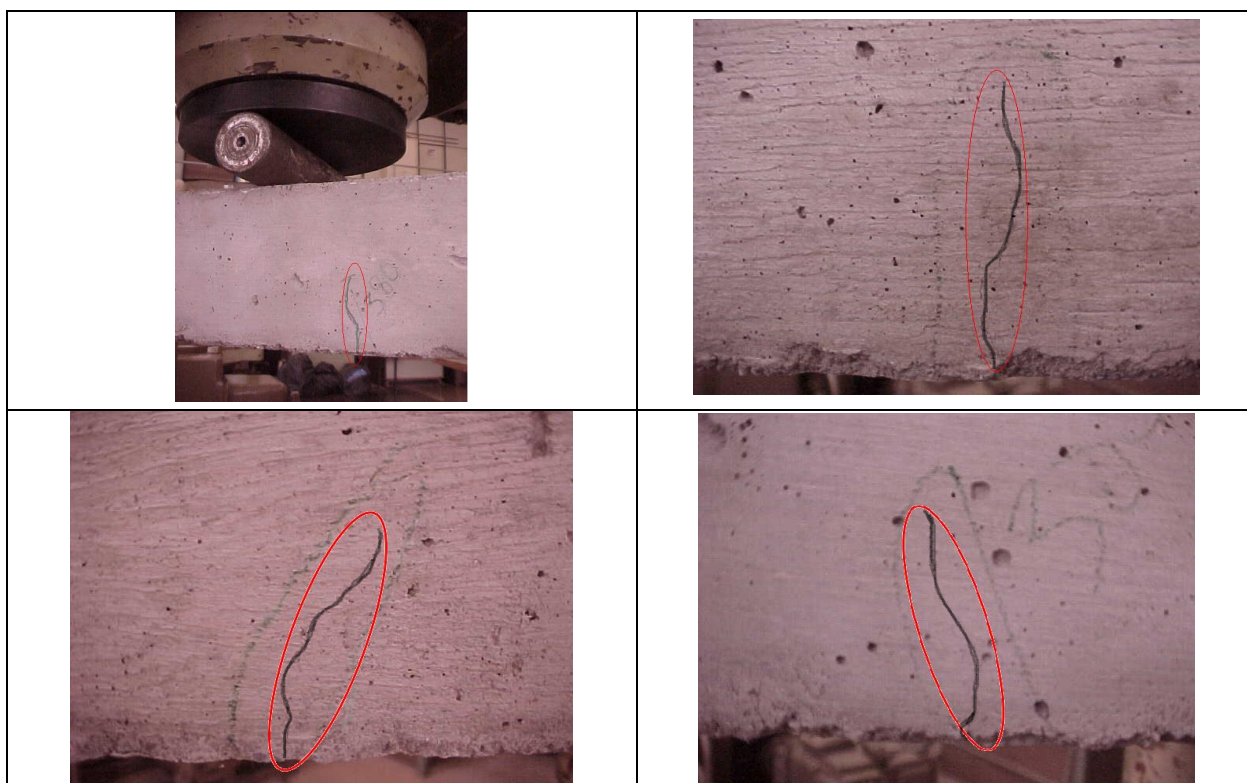


Figura 5.15 – Aberturas de fissuras nos prismas sob carregamento central de curta duração.

Após a aplicação da carga e da abertura de fissura, o carregamento era retirado e o corpo-de-prova prismático voltava ao ambiente externo junto com os outros corpos-de-prova prismáticos. Vale ressaltar que para a amostra M6um, M18um e M24ar foi necessário aumentar o carregamento além do definido para 290Kgf, 300Kgf e 310Kgf, respectivamente; devido ao não surgimento de fissuras apenas com a carga aplicada (250 Kgf). O objetivo de adotar esse tipo de carregamento era simular outra situação real onde podem ocorrer fissuras no concreto, como por exemplo, uma sobrecarga de curta duração, carga em movimento ou de impacto.

5.4.2.3 Carregamento Central Permanente (CCP)

Os corpos-de-prova prismáticos ficaram sob carregamento constante até as datas de ensaios (Figura 5.16). O esquema apresenta os corpos-de-prova prismáticos biapoiados em corpos-de-prova cilíndricos de concreto (10x20 cm) com um pórtico central composto de duas chapas de aço e duas barras rosqueadas (de 9,5 mm, 3 porcas, 3 arruelas e duas chapas de aço de 8x300x100 mm) aplicando o carregamento de 250 kgf, ocasionando fissuras, com aberturas de até de 0,3 mm (dentro dos limites da norma NBR 6118). O carregamento era realizado aplicando-se um torque de 0,5 Kgf_m, com torquímetro, nas barras rosqueadas e, conseqüentemente, a força concentrada era aplicada no corpo-de-prova prismático ocasionando a fissura.

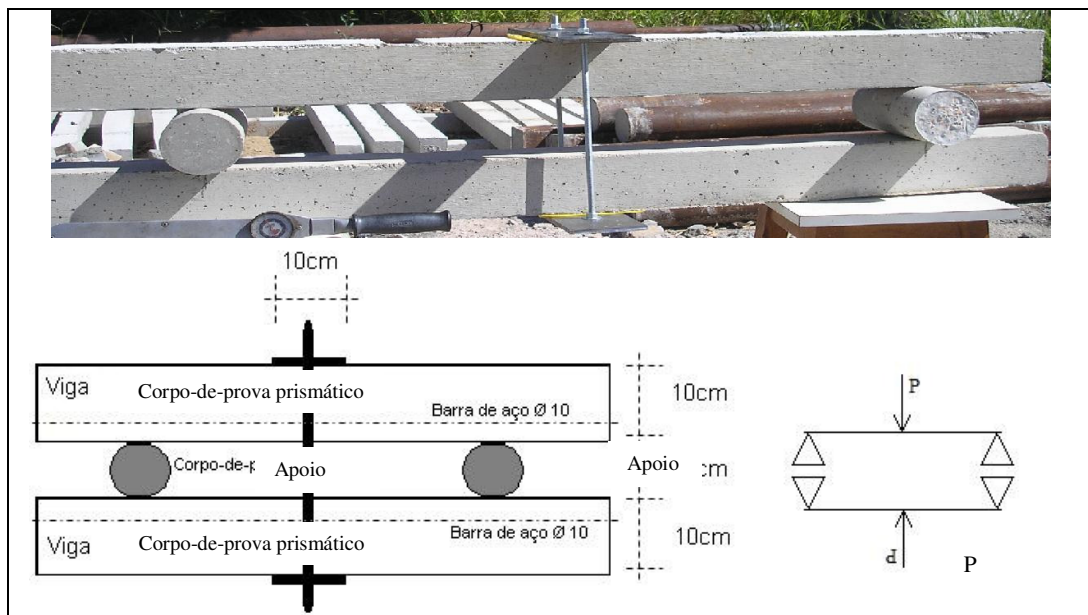


Figura 5.16 – Carregamento central permanente (CCP) nos prismas.

Para se alinhar valores de carga com o devido torque, foi realizado um ensaio de tração na

barra rosqueada (Figura 5.17).



Figura 5.17 – Ensaio na barra rosqueada.

Foram colocados clipgages (equipamentos de aquisição de dados) na barra, sendo feita a leitura dos deslocamentos que mostravam a deformação da barra (10-4 mm) a cada carga aplicada. As leituras foram feitas até a carga de tração de 250 kgf, a qual foi definida inicialmente como a carga a ser aplicada nas vigas para ocasionar aberturas de fissuras dentro dos limites da norma.

Após essa etapa foi realizado um processo similar para descobrir o torque necessário referente à carga no corpo-de-prova prismático. Montou-se o esquema de carregamento das vigas (apresentado anteriormente), colocando os clipgages nas barras e aplicando o torque. Com o aumento do torque era feita a leitura no clipgage. A partir daí pode-se comparar a deformação da carga requerida (250 kgf) com o torque. Através dessa comparação definiu-se o torque de 0,5 Kgfm referente à carga de 250 Kgf. Pode-se visualizar essa etapa na Figura 5.18 e na Figura 5.19.

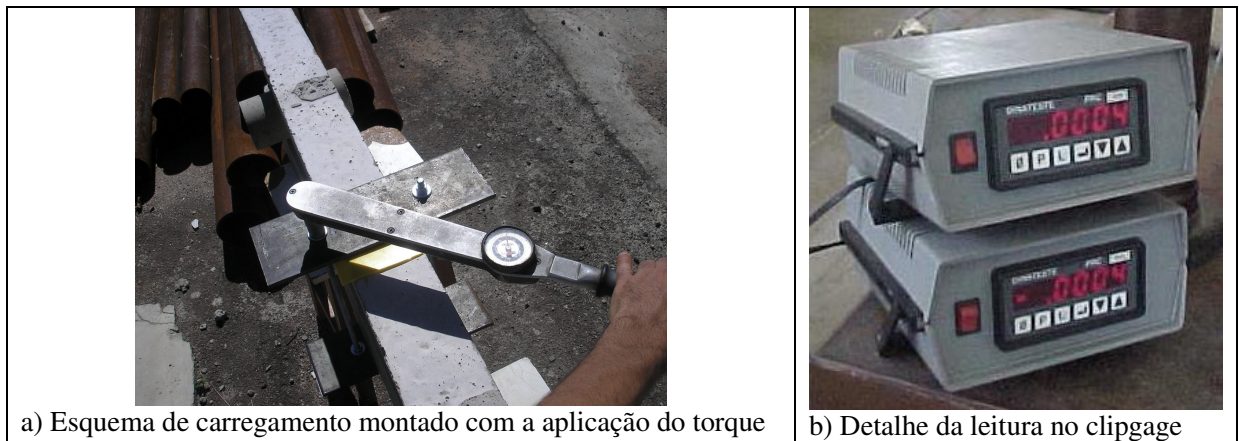


Figura 5.18 – Aplicação do torque para carregamento dos corpos-de-prova prismáticos.

Definido o torque, definiram-se os esquemas dos carregamentos nos corpos-de-prova prismáticos de acordo com sua série de moldagem, data de ensaio e tipo de cura (Quadro 5.8).

Quadro 5.8 – Amostras de cada série de moldagem, nas diferentes condições de carregamento, tipo de cura e data de ensaios de durabilidade e microestrutural.

Amostra	Amostra Sem Carregamento	Amostra sob Carregamento Central de Curta Duração	Amostra sob Carregamento Central Permanente	Tipo de cura	Data de ensaio
M6ar	M6arSC	M6arCCCD	M6arCCP	Ao ar	06 meses
M6um	M6umSC	M6umCCCD	M6umCCP	Úmida	06 meses
M12ar	M12arSC	M12arCCCD	M12arCCP	Ao ar	12 meses
M12um	M12umSC	M12umCCCD	M12umCCP	Úmida	12 meses
M18ar	M18arSC	M18arCCCD	M18arCCP	Ao ar	18 meses
M18um	M18umSC	M18umCCCD	M18umCCP	Úmida	18 meses
M24ar	M24arSC	M24arCCCD	M24arCCP	Ao ar	24 meses
M24um	M24umSC	M24umCCCD	M24umCCP	Úmida	24 meses

A seqüência para aplicação do carregamento ou da força concentrada foi: montagem da estrutura, com os corpos-de-prova prismáticos e os apoios (corpos-de-prova); colocação do pórtico (barras rosqueadas, chapas de aço, porcas e arruelas); aplicação do torque definido anteriormente, que ocasionava a abertura de fissura dentro dos limites da norma; anotação das fissuras, aberturas e posicionamento nas vigas; colocação sobre apoios (em ambiente natural e sob névoa salina) até a data dos ensaios.

Na Figura 5.19 é possível observar o detalhe dos apoios nos corpos-de-prova prismáticos (5.19a), do pórtico montado para aplicação do carregamento (5.19b), aplicação de graxa nas porcas e arruelas (5.19c) e da aplicação do torque (5.19d). A graxa foi colocada para melhor aplicação do torque ao longo do período de exposição dos corpos-de-prova prismáticos, até as idades de ensaio. As estruturas foram montadas e colocadas em ambiente externo.

Após a montagem do esquema de carregamento, as vigas voltaram à condição de exposição ao ambiente natural e névoa salina. O torque foi monitorado durante todo o período de exposição até as idades de ensaios. As cargas eram constantemente aferidas com o torquímetro para que se mantivessem constantes no corpo-de-prova.

Durante todo o período em que os corpos-de-prova prismáticos ficaram expostos ao ambiente externo foi feito o monitoramento das aberturas de fissuras, que eram realizados com o fissurômetro. Assim, foi possível observar se houve ou não um aumento na abertura das fissuras e

se surgiram novas fissuras ao longo do tempo.

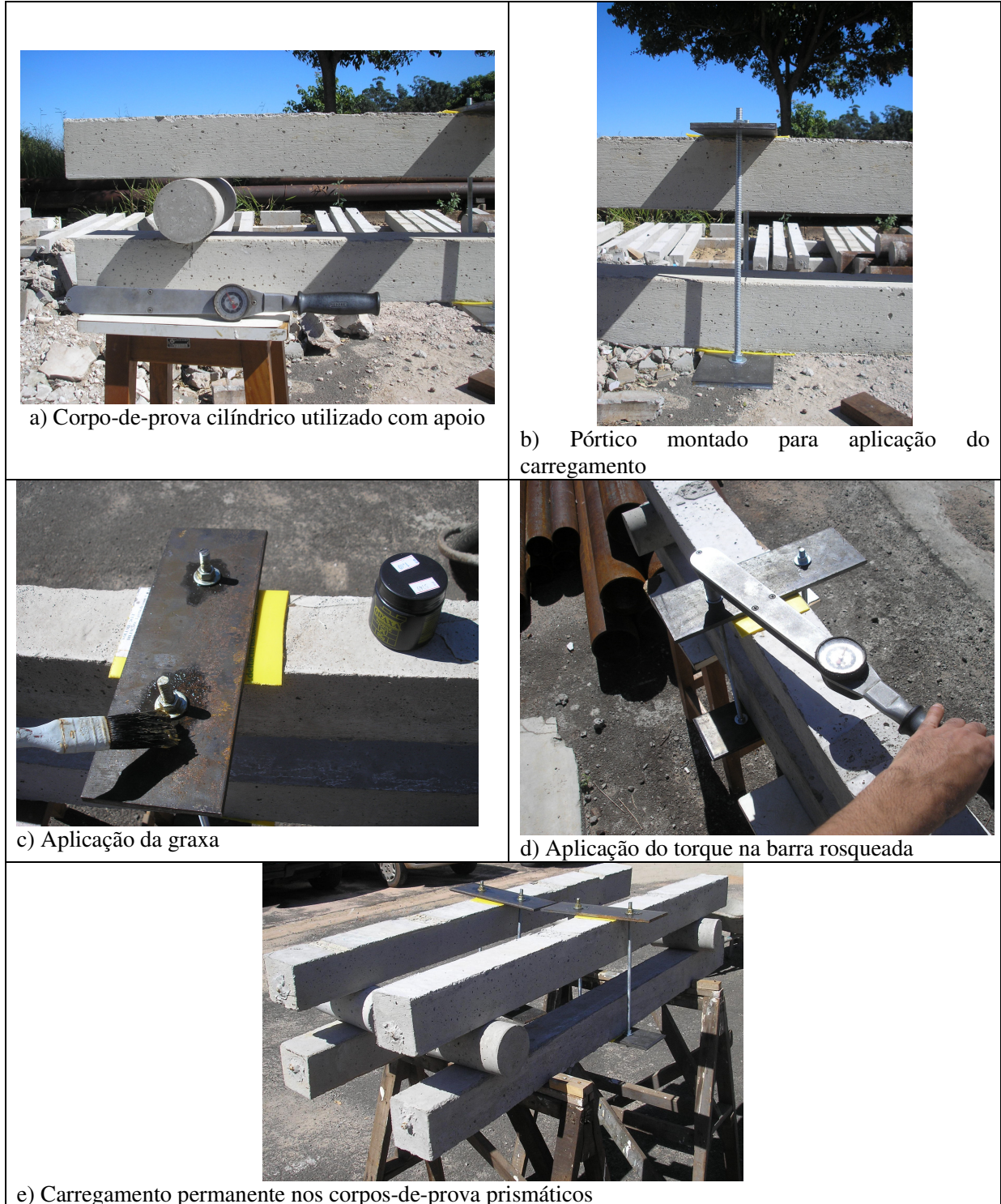


Figura 5.19 – Esquema do carregamento central permanente (CCP).

Na Figura 5.20 observa-se as fissuras ocasionadas no momento de aplicação do torque de 0,5 Kgf.



Figura 5.20 – Fissuras nos corpos-de-prova prismáticos após a aplicação do torque.

5.5 Exposição em ambiente natural e sob névoa salina

Depois de submetidas ao carregamento ou quando não eram carregadas (amostras que não passavam por nenhum tipo de carregamento), os corpos-de-prova prismáticos foram expostos ao ambiente externo (Figura 5.21). Nesta etapa era borrifada uma solução de cloretos simulando ambiente salino (ou de cloretos). Como descrito no capítulo 3, a concentração de sal na água de mar é de 35 gramas de NaCl para cada litro de água. Neste sentido, foi utilizada essa quantidade de 35 g/l de NaCl para a solução simulando a névoa salina, a qual era aspergida com borrifador de mão 3 vezes por semana, três vezes ao dia.



Figura 5.21 – Corpos-de-prova prismáticos carregados e não carregados, expostos ao ambiente externo.

A aspersão da solução de cloretos ocorreu até as datas de ensaios dos corpos-de-prova prismáticos. A escolha dessa metodologia foi em função do trabalho de Arya e Darko (1996) que realizaram ensaios de corrosão em vigas de concretos empregando o mesmo procedimento.

5.6 Avaliação da profundidade de carbonatação e da penetração de cloretos

A observação da profundidade de carbonatação foi realizada em seções transversais rompidas nos corpos-de-prova prismáticos, nas idades de 6, 12, 18 e 24 meses. O corte nesses corpos-de-prova prismáticos foi realizado nos terços médios, onde se tem a visão das áreas comprimidas e tracionadas dos corpos-de-prova prismáticos, que foram as áreas mais e menos

atingidas pelos carregamentos. Utilizando uma serra circular, o corpo-de-prova prismático foi cortado até a armadura e o restante do corpo-de-prova rompido manualmente. Na Figura 5.22 é apresentada a parte do corpo-de-prova rompido manualmente e cortado com serra, assim como os locais onde foram realizados os ensaios de profundidade de carbonatação em cloretos.

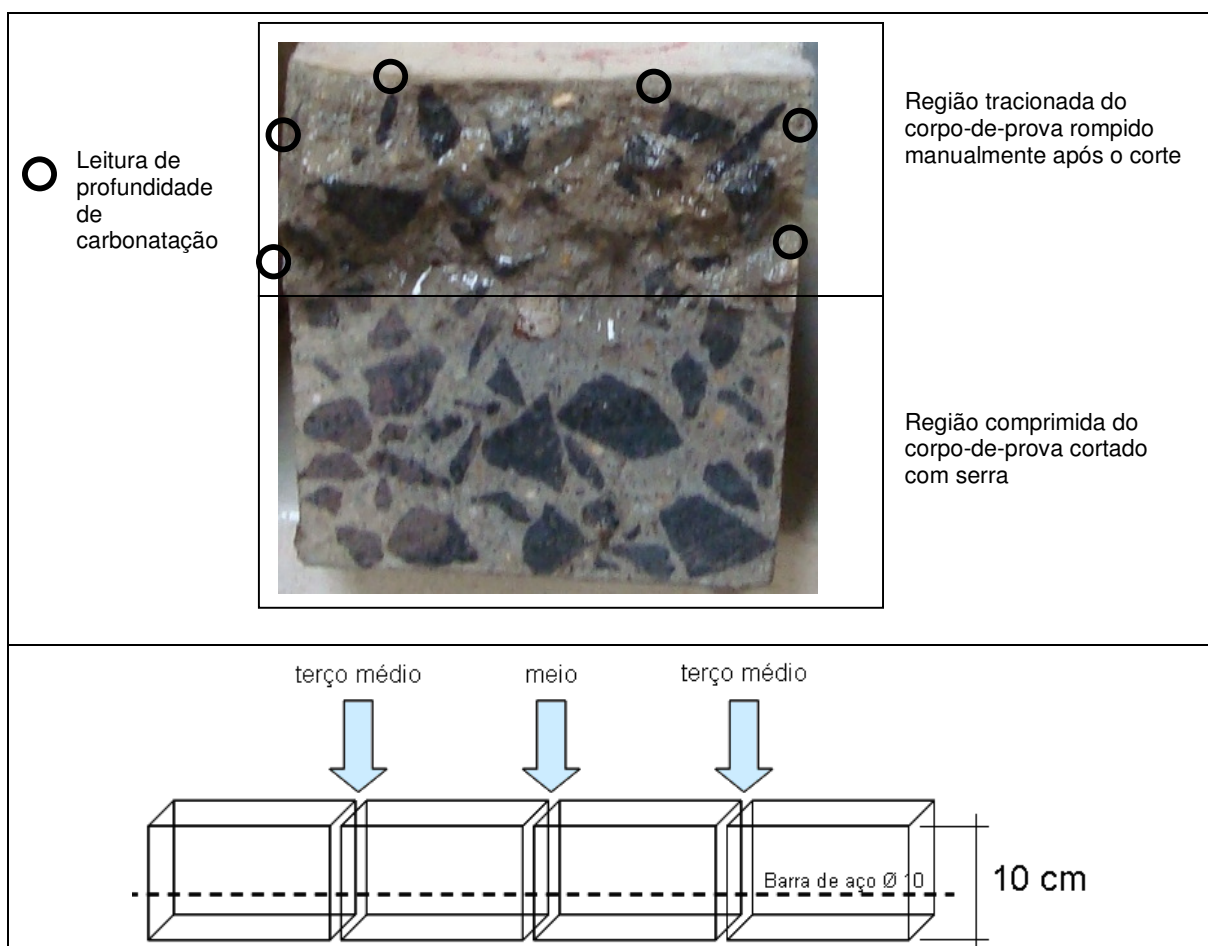


Figura 5.22 – Esquema de corte dos corpos-de-prova prismáticos, mostrando parte do corpo-de-prova cortado e rompido.

Aos seis meses de idade algumas tentativas foram realizadas de cortes nos corpos-de-prova prismáticos, para avaliar a profundidade de carbonatação e penetração de cloretos em regiões tracionadas e comprimidas, uma vez que todo o perímetro do prisma poderia ser considerado para avaliação da profundidade de carbonatação e cloretos. Verificou-se que ao cortar a região tracionada não era possível a medição das profundidades de carbonatação e cloretos, além de não ser possível retirar amostras para os ensaios de microestrutura. Nesse sentido definiu-se o corte e rompimento do corpo-de-prova conforme observado na Figura 5.22,

sendo realizado o corte até o aço na área comprimida e rompida a área tracionada, onde eram realizados os ensaios de durabilidade e retirada a amostra para ensaios de microestrutura.

Para determinar a profundidade de carbonatação foi aspergida uma solução de fenolftaleína na área rompida, preparada com a dissolução de 1g do reagente em 100 ml de etanol, conforme recomendado por Kasmierczak e Lindenmeyer (1996). Após a aspersão, a área carbonatada fica incolor e a área não carbonatada apresenta cor vermelho carmim. Antes da realização desse ensaio, houve a limpeza da superfície da fratura com pincel para remover as impurezas. Com o auxílio de um paquímetro com precisão de 0,5mm é feita a leitura da profundidade de carbonatação. Geralmente existe um tempo de espera de pelo menos 10 minutos após a aspersão da fenolftaleína para que a área esteja mais nítida para leitura (Figura 5.23).



Figura 5.23 – Corpo-de-prova com solução de fenolftaleína, pronto para a leitura de profundidade de carbonatação.

Em relação à profundidade de penetração de cloretos, o processo é similar ao da profundidade de carbonatação, ou seja, rompe-se a seção transversal dos corpos-de-prova prismáticos. Porém, nesse caso, a avaliação é realizada pela aspersão de nitrato de prata (solução 0,1N) na superfície do concreto, ocorrendo uma reação fotoquímica. O que ocorre nesse caso é que a presença de cloretos livres é detectada por meio de um precipitado branco (cloreto de prata), enquanto que os cloretos que estão na forma combinada formam um precipitado marrom (óxido de prata). O objetivo desse método é avaliar a frente de cloretos (Figura 5.24).



Figura 5.24 - Corpo-de-prova com solução de nitrato de prata, pronto para a leitura de profundidade de penetração de cloretos.

5.7 Avaliação ao microscópio eletrônico de varredura

Para a análise microestrutural foram retiradas amostras dos corpos-de-prova prismáticos logo após o corte ou ruptura das mesmas e antes da realização dos ensaios de durabilidade, para que as amostras não fossem contaminadas com as soluções de fenolftaleína e nitrato de prata (Figura 5.25).



Figura 5.25 – Local onde era retirada a amostra para ensaios de microestrutura.

As amostras foram retiradas das áreas de cobrimento, com profundidade máxima de 1,5 cm. Em corpos-de-prova fissurados foram retiradas amostras na região fissurada (se retirou a amostra exatamente na abertura da fissura ou o mais próximo dela), sempre na região rompida do corpo-de-prova prismático.

As amostras foram retiradas das vigas nas regiões fissuradas e não fissuradas, nas idades de ensaio determinadas neste trabalho, para serem observadas ao MEV. Devido ao fato do concreto não ser um material condutor, as amostras precisaram ser metalizadas com ouro. Essas amostras foram retiradas com talhadeira de aço e martelo. As observações foram realizadas no Laboratório Nacional de Luz Sincontron (LNLS), em Campinas, Estado de São Paulo.

A medida de energia (EDS) foi adotada nesse trabalho. Neste caso tem-se a vantagem da rapidez na identificação dos elementos químicos presentes (DEDAVID et al, 2007).

Nas micrografias realizadas nesta pesquisa foram feitas a microanálise da região da amostra e, em alguns casos, onde se necessitava aprofundar a análise dos elementos identificados, foi realizado o EDS em pontos localizados da amostra.

A quantidade de amostras ensaiadas, tanto do MEV quanto do EDS foi aumentando em função da idade, ou seja, aos 6 meses foram realizadas comparações entre as amostras retiradas de corpos-de-prova prismáticos sob carregamento central de curta duração e sem carregamento; aos 24 meses foram realizados ensaios de microestrutura para todas as situações de carregamento e cura. As imagens foram selecionadas para apresentação no capítulo de resultados em função da representatividade das microscopias e microanálises realizadas, além da recorrência das morfologias e elementos químicos identificados na literatura.

5.8 Análise estatística dos resultados

Os resultados obtidos são analisados por meio de técnicas de estatística descritiva (cálculo da média, desvio padrão, gráfico de dispersão) para caracterizar as variáveis (propriedades do concreto e comportamento quanto à carbonatação e cloretos). Para avaliar o comportamento dos concretos estudados sob os tipos de cura e sob ação dos tipos de carregamento, são realizados testes estatísticos para determinar diferenças significantes entre as médias dos resultados e variabilidade dos mesmos.

Para determinar diferenças estatisticamente significantes (o nível de significância adotado

será de 5%) entre as médias dos resultados, são utilizados testes de hipóteses paramétricas - ANOVA e DUCAN (MONTGOMERY, 1991).

Foi utilizado o programa statgraphics para realização dos testes estatísticos. O programa construiu vários testes e gráficos para comparar as médias de profundidade de carbonatação e penetração de cloretos entre todas as amostras. O teste F da tabela ANOVA verificou se há diferenças significativas entre as médias dos resultados, em relação aos tipos de cura e de carregamento.

Nos resultados de profundidade de carbonatação e penetração de cloretos, primeiro foram calculadas as médias dos resultados e seus respectivos desvios padrão, para os tipos de cura e carregamento estudados neste trabalho, em cada idade de ensaio. Foram calculados também os coeficientes de variação, porém, em função dos baixos valores (próximos a zero) de profundidade de carbonatação e cloretos, o coeficiente de variação perde seu significado, já que pode dar valores muito altos, o que não necessariamente implica em dispersão de dados; assim, esses resultados não foram apresentados no capítulo de apresentação e discussão dos resultados (FREITAS et al, 2003).

Foram comparadas as médias dos valores de profundidade de carbonatação e penetração de cloretos em função do tipo de cura, em cada idade de ensaio, para cada situação de carregamento. Assim, foram comparadas amostras em cura ao ar, para cada tipo de carregamento, em relação à cura úmida, quanto a diferenças estatisticamente significativas ou não. Nesse sentido verificou-se a influência da cura ao longo do tempo.

Assim, para comparação dos tipos de cura, em cada situação de carregamento e sem carregamento, ao longo do tempo, foram apresentados os seguintes resultados:

- O contraste, ou comparação múltipla, ou simples com comparação entre os resultados de profundidade de carbonatação e também de penetração de cloretos dos concretos submetidos à cura ao ar em relação à cura úmida por sete dias. Foram apresentados também a diferença entre esses resultados, onde se pode observar se existem diferenças significativas e para qual situação de cura o resultado foi maior;
- A influência da cura na profundidade de carbonatação e penetração de cloretos. Em função das comparações em cada idade de ensaio (6, 12, 18 e 24 meses) pode-se observar a

influência da cura na durabilidade do material.

Após a comparação do tipo de cura, foram realizadas comparações das médias dos valores de profundidade de carbonatação e penetração de cloretos nos corpos-de-prova prismáticos, submetidos ao carregamento central permanente (CCP) em relação ao carregamento de curta duração (CCCD) e a referência (sem carregamento - SC), ao longo do tempo.

Nesse sentido, para a comparação dos tipos de carregamento, em cada situação de cura, ao longo do tempo, são apresentados os resultados:

- O contraste ou comparação múltipla entre os resultados de profundidade de carbonatação e penetração de cloretos dos concretos submetidos ao carregamento central permanente em relação ao carregamento de curta duração e sem carregamento. A diferença entre esses resultados, onde se pode observar se existem diferenças significativas e para qual situação de carregamento o resultado foi maior;
- A influência da abertura de fissuras na profundidade de carbonatação e penetração de cloretos. Para cada comparação realizada, nas idades de ensaio (6, 12, 18 e 24 meses), pode-se observar a influência da abertura de fissura na durabilidade do concreto.

Em ambas as comparações citadas (cura e carregamento), a diferença entre os resultados pode ser positiva ou negativa. Em função dessa diferença (positiva ou negativa), a profundidade de carbonatação e penetração de cloretos da primeira situação de cura ou de carregamento foi maior ou menor que as outras situações estudadas.

No caso das propriedades físicas e mecânicas, também foi utilizado o programa *statgraphics*. Primeiramente foram calculadas as médias de cada série estudada, assim:

- Para a resistência a compressão axial, foi verificada se existe diferença ou não de resultados entre as amostras em função do tipo de cura (dos corpos-de-prova prismáticos). Foi calculado também o desvio padrão e o coeficiente de variação dos resultados.
- Para o módulo de elasticidade foram calculadas as médias dos resultados e as diferenças entre os mesmos.
- Para a absorção por capilaridade foram comparadas as médias entre os resultados da primeira e última moldagem.

6 Apresentação e discussão dos resultados

Este capítulo tem como objetivo apresentar os resultados da pesquisa experimental, com as análises estatísticas, conforme descrito na metodologia deste trabalho. Inicialmente são apresentados os dados climáticos da cidade de Campinas, referentes ao período de exposição dos corpos-de-prova prismáticos. A seguir apresentam-se os resultados de caracterização do concreto: resistência à compressão axial, módulo de deformação e absorção por capilaridade. Após os resultados de caracterização são apresentados os resultados dos corpos-de-prova prismáticos em que se observou a profundidade de carbonatação e a penetração de cloretos, além da microestrutura (microscopia eletrônica de varredura – MEV e Espectroscopia por Dispersão de Energia - EDS).

6.1 Dados climáticos da cidade de Campinas

Na Tabela 6.1 e 6.2 são apresentados os valores médios, máximos e mínimos de temperatura, umidade relativa do ar e precipitação no período em que a pesquisa foi realizada (anos de 2008 e 2009).

Tabela 6.1 - Valores de temperatura e umidade relativa do ar média, máxima e mínima e precipitação do ano de 2008 (AGRITEMPO, 2010).

Mês/ano	T Min (°C)	T Max (°C)	T Média (°C)	Prec. (mm)	UR Min (%)	UR Max (%)	UR Média (%)
Jan/08	18,70	28,26	23,48	9,43	55,45	92,60	74,02
Fev/08	18,85	29,10	23,97	10,2	54,06	95,52	74,79
Mar/08	18,28	28,34	23,31	6,43	51,74	94,17	72,96
Abr/08	16,97	26,78	21,87	5,34	54,89	95,25	76,17
Mai/08	13,15	23,98	18,56	1,82	48,61	94,00	71,30
Jun/08	13,12	24,29	18,71	2,85	49,99	94,53	72,26
Jul/08	11,24	25,66	18,45	0	30,22	89,75	59,99
Ago/08	14,71	26,74	20,73	2,39	40,01	89,63	64,82
Set/08	14,38	26,9	20,64	1,6	38,8	89,62	64,21
Out/08	18,52	29,77	24,14	3,92	47,02	90,87	68,95
Nov/08	18,65	29,86	24,21	3,96	48,37	91,23	69,54
Dez/08	18,84	30,74	24,79	9,31	47,04	92,25	69,65

Observa-se que o valor máximo registrado de temperatura ao longo dos dois anos de exposição dos corpos-de-prova prismáticos foi de 31°C e o mínimo foi de 10°C. Porém, pode-se

ponderar que os valores médios máximos e mínimos nesse período foram de 26 °C e 17 °C, respectivamente. Há uma variação de 5 °C para os valores de temperaturas máximas e mínimas. Esses resultados poderão auxiliar na análise dos resultados obtidos nesta pesquisa, uma vez que temperaturas elevadas podem influenciar nas propriedades tanto mecânicas, físicas e durabilidade do concreto (ORTIZ et al, 2005).

Tabela 6.2 - Valores de temperatura e umidade relativa do ar média, máxima e mínima e precipitação do ano de 2009 (AGRITEMPO, 2010).

Mês/ano	T Min (°C)	T Max (°C)	Média T (°C)	Prec. (mm)	UR Min (%)	UR Max (%)	UR Média (%)
Jan/09	20,07	29,55	24,81	12,83	56,62	95,96	76,29
Fev/09	20,73	31,1	25,92	11,23	53,54	97,87	75,70
Mar/09	20,70	31,33	26,02	3,96	50,84	94,79	72,82
Abr/09	17,76	28,88	23,32	1,1	49,80	96,73	73,26
Mai/09	15,80	27,75	21,78	2,26	51,23	98,11	74,67
Jun/09	10,58	22,86	16,72	2,72	45,72	97,19	71,46
Jul/09	12,22	23,58	17,9	3,23	56,78	96,86	76,82
Ago/09	13,01	26,38	19,70	2,65	41,90	87,57	64,74
Set/09	16,74	27,82	22,28	4,92	50,72	89,50	70,11
Out/09	17,64	29,435	23,54	3,03	49,35	89,09	69,22
Nov/09	20,22	31,938	26,08	11,53	49,10	90,70	69,90
Dez/09	19,47	30,539	25,00	11,14	54,30	94,32	74,31

Na Figura 6.1 são apresentados os valores mensais de temperatura mínimos, máximos e médios.

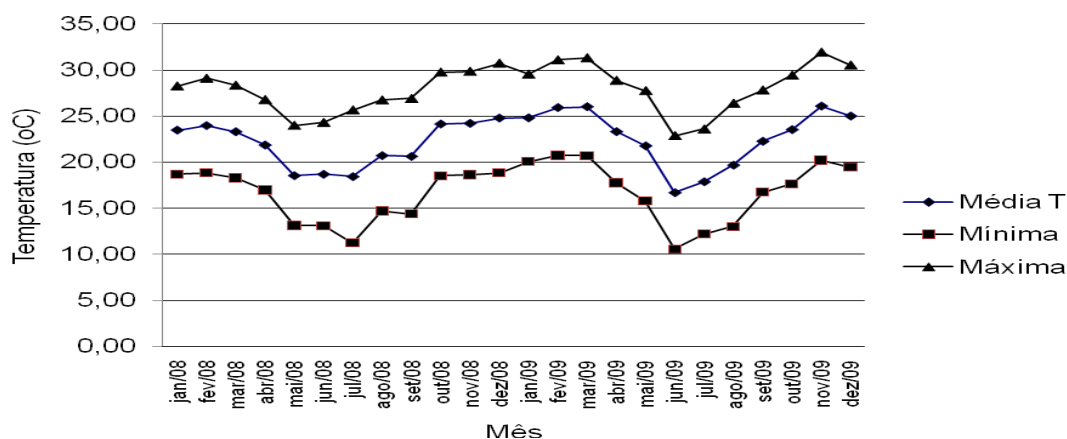


Figura 6.1 – Temperaturas: Médias mensais: máxima, mínima e média na região de Campinas em 2008 e 2009 (AGRITEMPO, 2010).

Os efeitos do clima no concreto são mais críticos durante os períodos de temperatura elevada e/ou baixa umidade relativa. Os efeitos indesejáveis do calor no concreto no estado plástico ou nas primeiras idades incluem o aumento da demanda por água, velocidade de aceleração da pega, aumento da tendência às fissuras causadas por retração plástica ou por secagem. Razão pela qual a cura, particularmente nas primeiras idades, é importante (ARAFAH et al, 1996).

A Figura 6.2 apresenta os valores mensais mínimos, máximos e médios da umidade relativa (%) nos anos de 2008 e 2009, medidos na cidade de Campinas-SP.

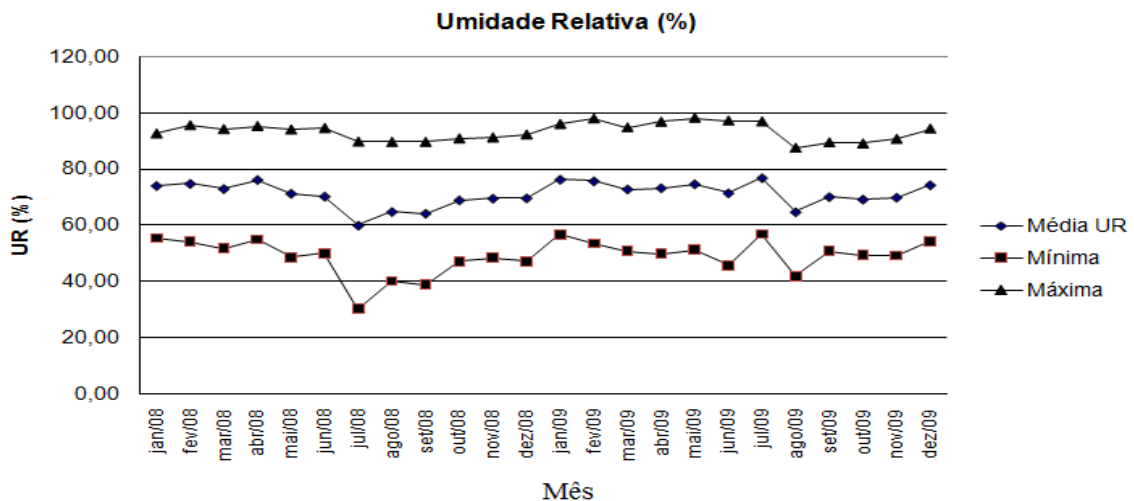


Figura 6.2 – Médias mensais: máxima, mínima e média de umidade relativa na região de Campinas, medidos no ano de 2008 e 2009 (AGRITEMPO, 2010).

Pode-se observar no gráfico da Figura 6.2 que a umidade relativa levantada nesses dois anos na cidade de Campinas ficou na média de 68%, variando com valores entre 60% a 76%. Analisando os valores mínimos e máximos de umidade nesse período, observam-se resultados de umidade variando entre 30% e 98%, respectivamente. Na NBR 6118 (ABNT, 2007) não são especificados graus de agressividade quando existem grandes variações de umidade relativa do ar (máxima e mínima), como é o caso deste estudo; porém, ao analisar as médias, nota-se que o risco de deterioração é pequeno (classe de agressividade ambiental - moderada). Porém, deve-se considerar nesse caso a névoa salina artificial, que faz com que o grau de agressividade aumente para uma classe de agressividade ambiental forte. Esses valores máximos e mínimos também podem influenciar nos resultados tanto de profundidade de carbonatação, quanto de penetração de

cloretos, uma vez que a umidade é um fator fundamental para que ocorra o processo de deterioração do material.

A Figura 6.3 exibe os valores de precipitação medidos ao longo de 2008 e de 2009, demonstrando assim como foi a incidência de chuva nesses dois anos de exposição dos corpos-de-prova prismáticos. O local que disponibilizou esses dados (AGRITEMPO - Sistema de Monitoramento Agrometeorológico) não informou os valores máximos e mínimos de precipitação.

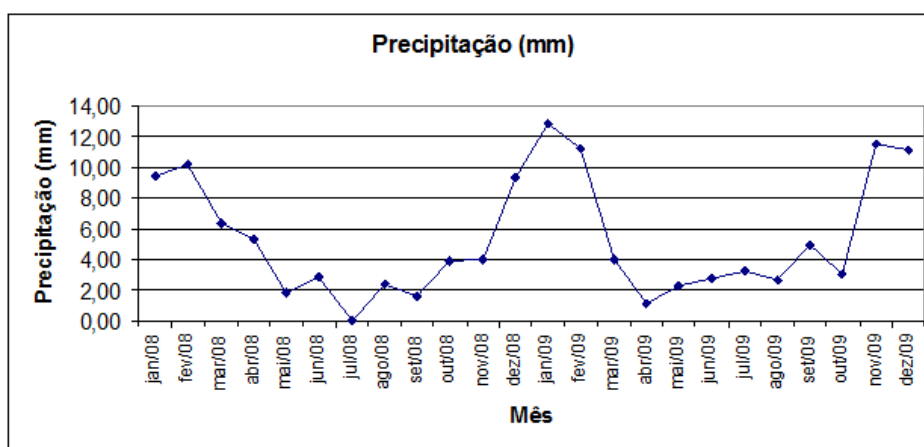


Figura 6.3 – Resultados de precipitação (médias mensais) na região de Campinas, medidos no ano de 2008 e 2009 (AGRITEMPO, 2010).

Ao longo do período de exposição dos corpos-de-prova prismáticos houve maiores variações de temperatura e precipitação, em relação à umidade relativa. Ao analisar as idades de ensaios com o clima observa-se que:

- Até os 6 meses de idade foi o período de chuvas mais intensas e maiores temperaturas, o que pode ter influenciado negativamente nos resultados de profundidade de carbonatação e de cloretos. De acordo com Oh e Jang (2007) o efeito do ambiente na difusão de cloretos aumenta com o crescimento da temperatura. Por outro lado, 6 meses ainda pode ser considerado um período curto para que os agentes agressivos (íons cloretos e CO_2) ocasionem a deterioração do material.
- Dos 6 aos 12 meses de idade há uma diminuição da temperatura e da intensidade de chuvas; porém, o concreto já está em período maior de exposição ao clima e seus efeitos.
- Aos 18 e 24 meses o processo se repete, ou seja, maior precipitação e temperaturas mais

elevadas até os 18 meses e até os 24 meses esse quadro vai mudando novamente. Porém, nesse caso, além da contribuição do clima, o tempo de exposição e a ação da névoa salina artificial são fatores importantes nesse contexto, os quais serão analisados melhor analisados nos resultados de penetração de cloretos e de profundidade de carbonatação.

A umidade, apesar das variações máximas e mínimas, ambas de 5%, não apresentou diferenças de valores ao longo dos dois anos de monitoramento. Na média ela poderia contribuir para o aumento da profundidade carbonatação, uma vez que a média de 60% a 76% encontrada neste estudo, está entre na faixa (entre 60% e 80%), onde ocorre o maior grau de carbonatação na mistura (HELENE, 1993).

6.2 Propriedades mecânicas e físicas do concreto

Como descrito no capítulo anterior, foram moldados corpos-de-prova cilíndricos para ensaios de resistência à compressão axial, módulo de deformação e absorção por capilaridade. A identificação dos corpos-de-prova cilíndricos foi à mesma para os corpos-de-prova prismáticos; no entanto, a ruptura ocorreu na idade de 28 dias. Foi realizada análise de variância para verificar se nos resultados há diferenças significativas, ou seja, se os resultados são estatisticamente semelhantes. A seguir são apresentados e discutidos esses resultados. Os resultados estatísticos estão no Apêndice B.

6.2.1 Resistência à compressão axial

Os resultados de resistência à compressão axial aos 28 dias de idade são apresentados na Tabela 6.3 e Figura 6.4, com suas respectivas variabilidades.

Tabela 6.3 – Resultados de resistência à compressão axial do concreto das moldagens realizadas (corpos-de-prova cilíndricos).

Concreto (corpos-de-prova cilíndricos)	Cura dos corpos-de-prova cilíndricos	Idade de ruptura	Resistência à compressão axial (MPa)	Desvio padrão	Coefficiente de variação
M6ar	Imersa até 28 dias	28 dias	55,9	3,0	5,3
M6um			66,2	4,3	6,6
M12ar			47,6	1,3	2,9
M12um			50,2	2,6	5,3
M18ar			58,2	2,9	4,9
M18um			59,7	4,1	7,0
M24ar			60,9	1,5	2,5
M24um			56,8	2,6	4,6

Como se observa nesses resultados, as médias dos resultados de resistência à compressão axial ficaram na faixa de 44MPa a 66MPa e os resultados decrescem nesta ordem: M6um, M24ar, M18um, M24um, M6ar, M6ar, M12um, M12ar. Essa diferença de resultados pode ter sido ocasionada por vários motivos, como temperatura e umidade no momento da moldagem, assim como o transporte, mistura, lançamento, adensamento e cura do concreto utilizado.

Quanto ao coeficiente de variação, ao se utilizar o parâmetro da norma ACI 214R (2002) para verificar como foi a variação atribuída a amostragem, a preparação da amostra, cura e ensaio de laboratório observa-se que, na classificação apresentada por essa norma, o coeficiente de variação das amostras M12ar, M12um, M24ar, M6ar, M18ar e M24um são considerados bons (<5,5), com exceção das amostras M18um e M6um, que apesar de elevados valores de resistência, são considerados fracos (> 5,5). Porém, conforme Fonseca e Martins (1996), quando o coeficiente de variação for menor ou igual a 10% há uma pequena variabilidade e, quando for maior que 10% e menor ou igual a 20%, há média variabilidade. Com base nessa classificação as amostras estudadas têm uma pequena variabilidade. Em termos gerais, nota-se que os resultados são válidos, uma vez que os valores de resistência à compressão ficaram dentro da faixa esperada de classe de resistência e que os coeficientes de variação tem uma pequena variabilidade das amostras, com exceção da amostra M6ar e M18ar, que ficaram um pouco acima da classificação da ACI (<5,5).

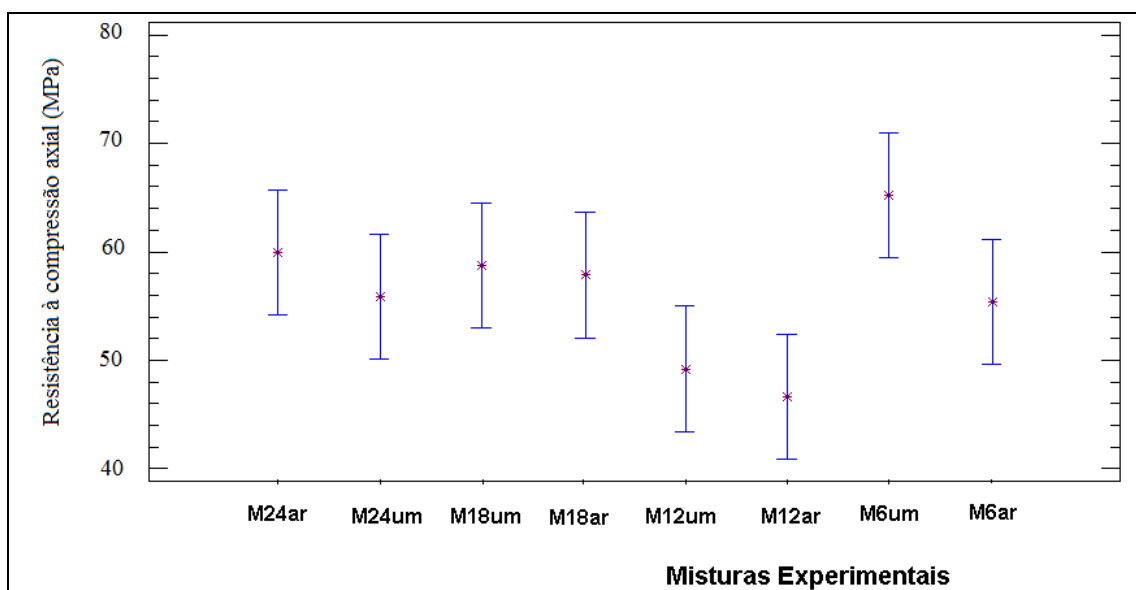


Figura 6.4 – Resultados de resistência à compressão axial dos corpos-de-prova, com suas respectivas variabilidades, aos 28 dias.

Como verificado na literatura, a resistência à compressão de concretos com elevados teores de escória ou com a utilização de cimentos com altos teores de escória tende a aumentar com o tempo e o ganho de resistência pode se dar em períodos mais longos para cimentos de alto-forno. Estudos, como o de Khatib e Hibbert (2005), apontam para um crescimento ainda maior após os 28 dias de idade, nesse sentido pode-se esperar um melhora ainda maior nos resultados de resistência desse trabalho.

Algumas diferenças entre os resultados de resistência podem refletir nos resultados de durabilidade, o que será verificado neste capítulo. Em função disso, foi realizada a comparação entre os resultados de resistência a compressão axial do concreto. A seguir, no Quadro 6.1, é feita a comparação entre os resultados de resistência à compressão axial, avaliando se as médias são significativamente diferentes ao nível de confiança de 95,0%.

Quadro 6.1 - Comparação entre os resultados de resistência à compressão axial.

Concreto (corpos-de-prova cilíndricos)	Cura dos corpos-de-prova cilíndricos	Idade de ruptura	Diferença entre resultados de resistência à compressão
M6ar - M6um	Imersa até a data de ruptura	28 dias	Sim ($R_{Car} < R_{Cúmida}$)
M12ar - M12um			Não ($R_{Car} < R_{Cúmida}$)
M18ar - M18um			Não ($R_{Car} < R_{Cúmida}$)
M24ar - M24um			Não ($R_{Car} > R_{Cúmida}$)

Com base nessas comparações observa-se que aos 6 meses os resultados de resistência à compressão axial das amostras em cura úmida (M6um) foi significativamente maior que em cura ao ar (M6ar). Aos 12 e 18 meses tem-se o mesmo resultado que as amostras aos 6 meses, porém, nessas idades (12 e 18 meses) não houve diferença significativa entre a comparação dos resultados. O valor de resistência à compressão axial do concreto, cujos corpos-de-prova prismáticos foram produzidos a partir dele e submetidos à cura ao ar até 24 meses, foi maior do que as amostras do concreto cujos corpos-de-prova prismáticos foram submetidos à cura úmida; porém, na idade de 28 dias não houve diferença significativa entre os resultados.

6.2.2 Módulo de elasticidade

Os resultados de módulo de elasticidade do concreto obtido em corpos-de-prova cilíndricos, aos 28 dias, são apresentados na Tabela 6.4 e na Figura 6.5, com as respectivas variabilidades de cada amostra.

Os resultados de módulo de elasticidade cresceram na seguinte ordem: M12um, M12ar, M6um, M18um, 24um, M24ar, M6ar, M18ar. Conforme observado na análise estatística, em termos gerais não houve diferenças significativas entre os resultados de módulo de elasticidade para as moldagens realizadas, com exceção da moldagem M12um, que apresentou diferenças estatisticamente representativas em relação às amostras M24ar, M24um, M18um, M18ar, M6ar.

Tabela 6.4 – Resultados de módulo de elasticidade das moldagens realizadas.

Amostra	Módulo de elasticidade (GPa)
M6ar	43,73
M6um	42,1
M12ar	39,66
M12um	38,13
M18ar	44,36
M18um	43,26
M24ar	43,63
M24um	43,46

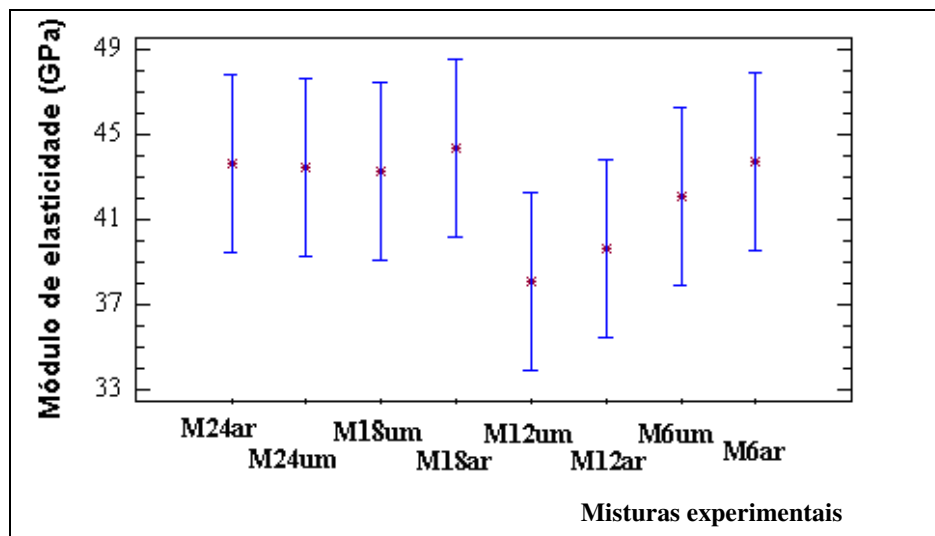


Figura 6.5 – Resultados de módulo de elasticidade, com suas respectivas variabilidades, aos 28 dias.

O crescimento de resultados de módulo de elasticidade não seguiu o mesmo padrão de crescimento da resistência à compressão. De acordo com Gomes e colaboradores (1996) nem sempre concretos de maior resistência à compressão axial são os que têm maior módulo de elasticidade.

6.2.3 Absorção por capilaridade

No caso específico da absorção por capilaridade, foram realizados ensaios na primeira e última moldagem (M24ar e M6ar) para caracterizar o concreto em estudo. Na Tabela 6.5 são apresentados os resultados para as duas amostras pesquisadas e, conforme prescreve a norma, medida de altura de ascensão capilar.

Tabela 6.5 – Resultados de absorção por capilaridade e altura de ascensão capilar das moldagens M24ar e M6ar.

Amostra	Absorção por capilaridade (g/cm ²)	Altura de ascensão capilar (cm)
M24ar	0,1311	3,125
M6ar	0,11	3,7

No gráfico apresentado na Figura 6.6 pode-se observar a absorção capilar ao longo da realização do ensaio, nos períodos determinados a partir da norma NBR 9779 (ABNT, 1995).

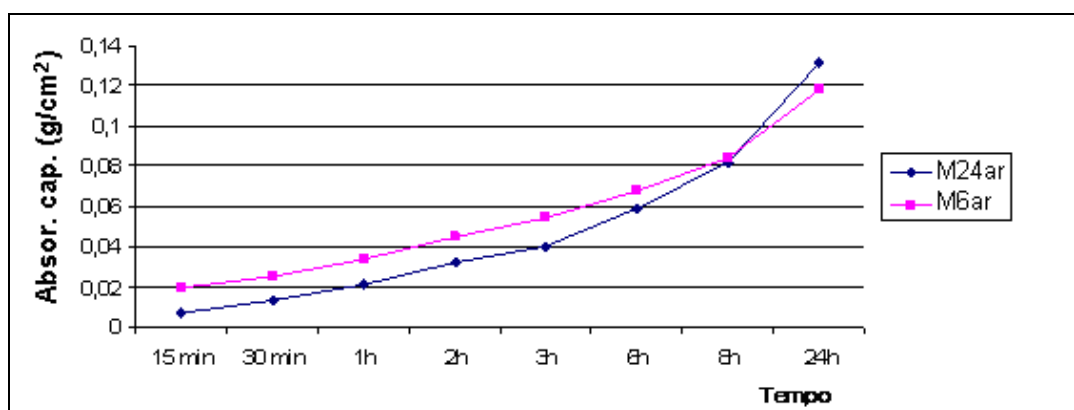


Figura 6.6 – Resultados de absorção por capilaridade aos 28 dias.

Antes da análise desses resultados é importante ressaltar que existem diferenças entre os resultados de resistência à compressão axial entre as amostras M24ar e M6ar; porém, devido ao fato das elevadas resistências nas duas amostras (M24ar – 61MPa e M6ar – 51 MPa), pelo uso de cimento de alto forno e pela cura úmida por 28 dias, não foram encontradas diferenças significativas entre os resultados de absorção capilar ao longo das 24 horas de ensaio, em especial na primeira hora de ensaio.

Com base nos resultados obtidos e com base na literatura existente pode-se inferir que a porosidade e permeabilidade das vigas curadas aos 7 dias poderão ter uma diminuição gradativa, principalmente devido ao uso do cimento de alto-forno e pela elevada resistência à compressão

axial. De acordo com Silva (2006) a absorção por capilaridade tende a diminuir com o aumento da resistência a compressão.

A absorção por capilaridade é menor em concreto com maior teor de escória no cimento Portland, devido o refinamento dos poros e desconexão dos capilares, reduzindo a espessura da interface pasta-agregado (SILVA, 2006; FERREIRA et al, 2004).

6.3 Mapeamento das fissuras nos concretos sob carregamento

O mapeamento das fissuras foi realizado apenas para os corpos-de-prova prismáticos submetidos ao carregamento central permanente, não sendo realizado para a situação de carregamento central de curta duração e sem carregamento, pois nesses casos não houve fissuras superficiais que precisassem ser mapeadas e monitoradas. Na situação de carregamento de curta duração, depois de retirada a carga houve o fechamento da fissura, não sendo possível seu monitoramento e na situação sem carregamento não surgiram fissuras superficiais.

As aberturas de fissuras que surgiram após o torque estão dentro dos limites exigidos pela NBR 6118 (ABNT, 2007), que estabelece aberturas de fissuras menores que 0,4 mm, em função da classe de agressividade ambiental ao qual a estrutura está submetida. Por não ter sido medida a profundidade das fissuras, utilizou-se os parâmetros definidos por Frederiksen (citado por HEARN; FIGG, 2001), onde fissuras largas ($> 0,10$ mm) causadas por carregamento mecânico têm profundidade menor que 100 mm.

Apesar do enfoque nas fissuras superficiais, deve-se levar em consideração que, à medida que se aumenta a tensão aplicada, ocorre o crescimento das fissuras na zona de transição e na matriz da pasta de cimento hidratada e antes mesmo do torque aplicado já podem existir microfissuras, fissuras na zona de transição e falhas já existentes internamente no concreto (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Foi realizado um mapeamento das fissuras dos prismas sob a ação de carregamento central permanente (CCP) no período em que as mesmas ficaram expostas, até a idade de ensaio. Antes dos cortes para realização dos ensaios de avaliação da profundidade de carbonatação e penetração de cloretos, foi registrada a localização e abertura das fissuras nos corpos-de-prova prismáticos.

A seguir é apresentado o mapeamento dos corpos-de-prova prismáticos em cada idade de

ensaio, iniciando aos 6 meses e na seqüência aos 12, 18 e 24 meses de idade. Em cada idade de ensaio os prismas foram divididos por tipo de cura (cura úmida e ao ar).

6.3.1 Resultados dos corpos-de-prova prismáticos com 6 meses de idade

a) Cura úmida

Na Figura 6.7 é exibido o mapeamento esquemático das fissuras nos concretos M6umCCP.

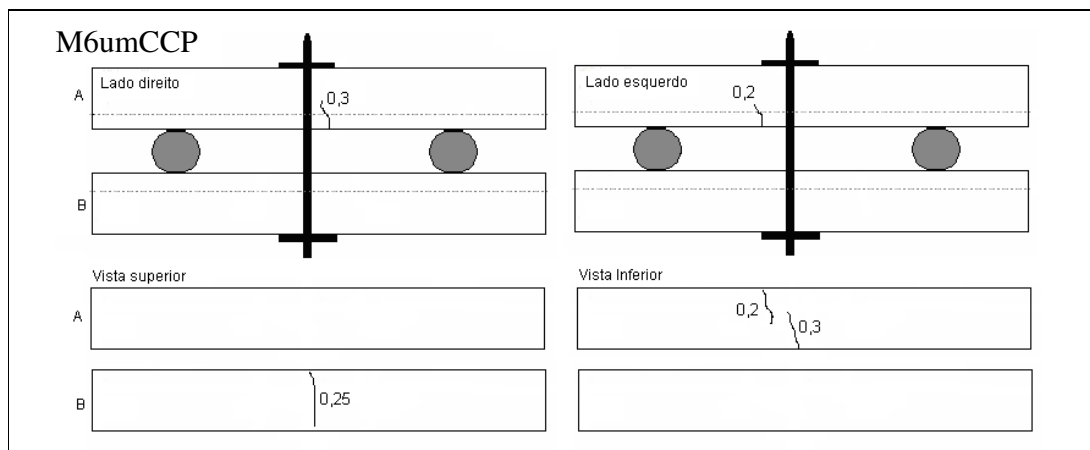


Figura 6.7 – Mapeamento das fissuras nos concretos com cura úmida (7 dias) que ficaram sob carregamento central permanente por 6 meses (M6umCCP).

b) Cura ao ar

Na Figura 6.8 é apresentado o mapeamento esquemático das fissuras nas amostras M6arCCP.

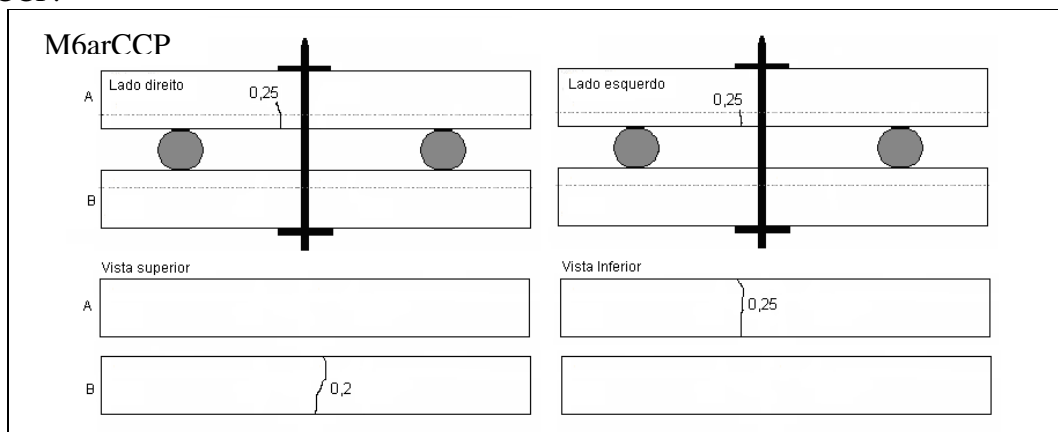


Figura 6.8 – Mapeamento das fissuras nos concretos curados ao ar que ficaram sob carregamento central permanente por 6 meses (M6arCCP).

Os concretos M6umCCP da Figura 6.7 tiveram aberturas de fissuras de 0,2mm a 0,3mm. Ao longo do período de exposição houve um aumento 0,3 mm para 0,4 mm e 0,25 mm para 0,35

mm. Observou-se nos primeiros seis meses de idade que o pórtico utilizado para a aplicação do carregamento, assim como o monitoramento da abertura de fissura foi eficaz, uma vez que a abertura de fissuras ficou na faixa de 0,3mm e 0,4mm, conforme delineado no programa experimental.

As fissuras no concreto M6arCCP (Figura 6.9) inicialmente tiveram abertura de 0,2 mm e 0,25 mm, mas ao longo do período em que ficaram expostas em ambiente natural (6 meses) essa abertura aumentou para 0,25 mm e 0,3 mm, respectivamente.

6.3.2 Resultados dos corpos-de-prova prismáticos com 12 meses de idade

a) Cura úmida

Na Figura 6.9 é apresentado o mapeamento esquemático das fissuras nos concretos M12umCCP.

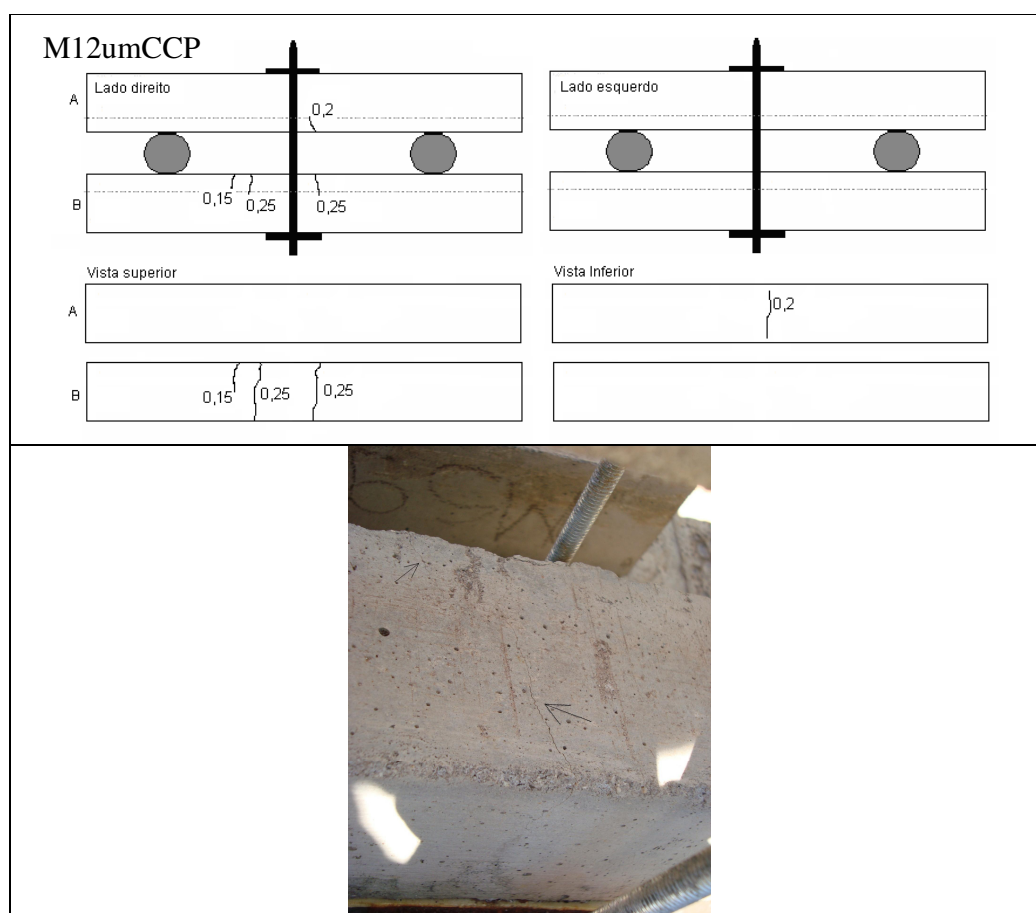


Figura 6.9 – Mapeamento das fissuras nos concretos com cura úmida (7 dias) que ficaram sob carregamento central permanente por 12 meses (M12umCCP).

Os concretos M12umCCP foram os que apresentaram mais fissuras, em relação aos outros corpos-de-prova prismáticos ensaiados. Em um dos corpos-de-prova surgiram três fissuras e no outro uma, com abertura que variou entre 0,15 e 0,25 mm. Até a idade de ensaio essas fissuras tiveram um aumento de abertura para 0,45 mm. Nos resultados de resistência à compressão, o concreto M12umCCP teve um dos menores valores de resistência, em comparação aos outros concretos, o que pode ter influenciado no surgimento de duas fissuras a mais do que os outros concretos submetidos a carregamento central permanente. Porém, o fator mais importante para que o concreto M12umCCP tivesse uma quantidade maior de fissuras é o baixo módulo de elasticidade que ele apresentou, sendo o menor de todas as séries estudadas, o que influenciou diretamente na deformação do material e no surgimento de fissuras que causaram maiores resultados de profundidade carbonatação e de penetração de cloretos.

b) Cura ao ar

Na Figura 6.10 é apresentado o mapeamento esquemático das fissuras nos concretos M12arCCP.

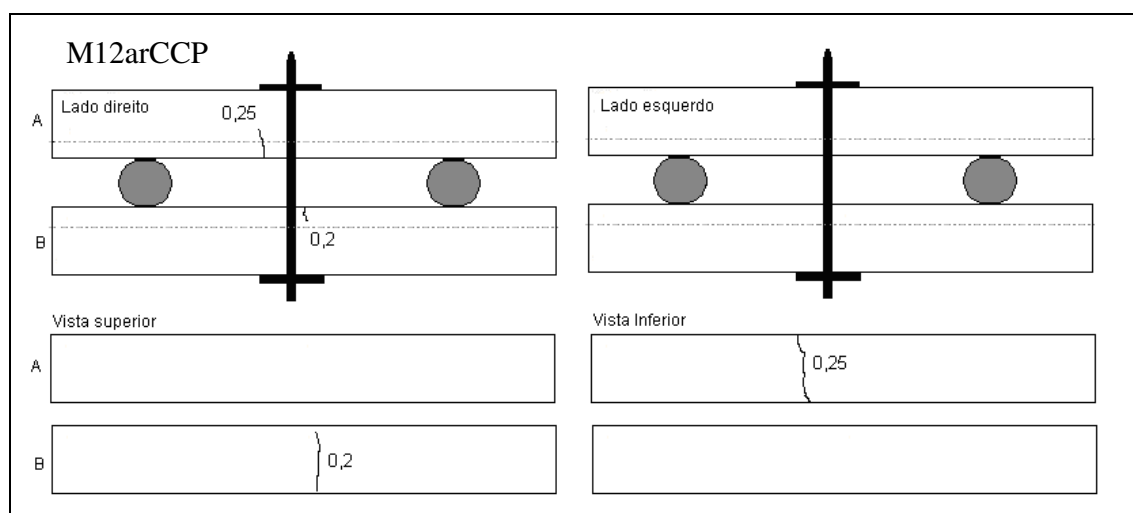


Figura 6.10 – Mapeamento das fissuras nos concretos com cura ao ar que ficaram sob carregamento central permanente por 12 meses (M12arCCP).

As fissuras que surgiram nos concretos aos 12 meses de idade foram semelhantes aos 6 meses, para o mesmo tipo de cura, com aberturas que variaram de 0,2 mm a 0,25 mm. Os corpos-de-prova prismáticos M12arCCP (Figura 6.10) apresentaram fissuras de 0,2 e 0,25 mm após aplicação do torque. Até o período de ensaios essas fissuras tiveram um aumento chegando a 0,3 e 0,4 mm de abertura. Ao comparar com as amostras aos 6 meses de idade observa-se que as

aberturas finais foram um pouco maior, fato esse que pode ter contribuição do período maior de exposição, carregamento e ações de clima.

6.3.3 Resultados dos corpos-de-prova prismáticos com 18 meses de idade

a) cura úmida

A Figura 6.11 mostra o mapeamento esquemático das fissuras no concreto M18umCCP. Esses concretos apresentaram aberturas de fissuras de até 0,3 mm. Até a idade de ensaio (18 meses) houve um aumento nessas aberturas chegando a 0,4 mm.

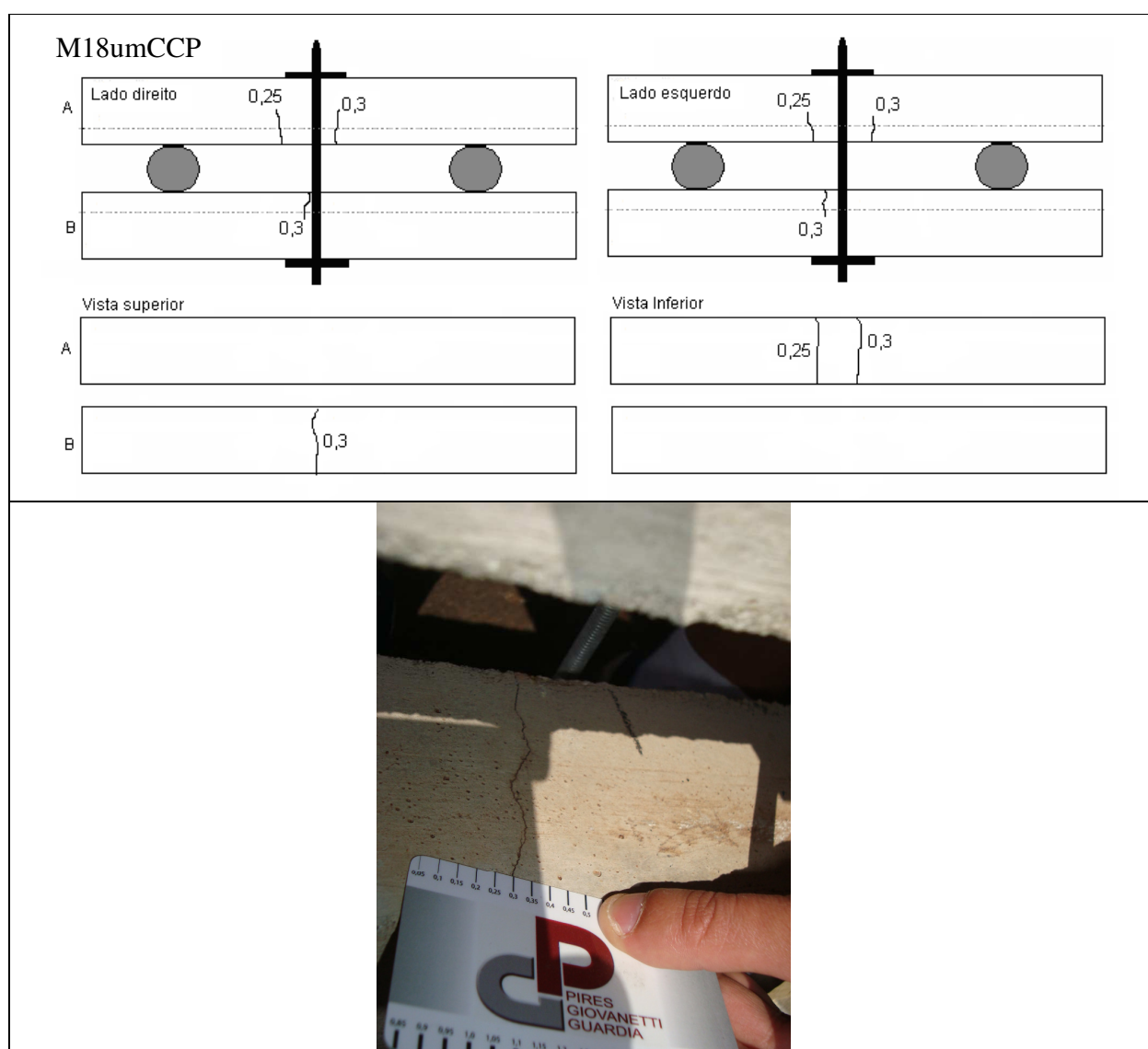


Figura 6.11 – Mapeamento das fissuras nos concretos com cura úmida (7 dias) que ficaram sob carregamento central permanente por 18 meses (M18umCCP).

b) Cura ao ar

Na Figura 6.12 é apresentado o mapeamento esquemático das fissuras nos concretos M18arCCP. As fissuras surgiram no meio do vão dos corpos-de-prova prismáticos, com abertura inicial de 0,15 mm e 0,25 mm. Ao longo do período que esses concretos ficaram expostos sob carregamento central permanente, houve um aumento de abertura de fissuras para 0,25 mm e 0,3 mm, respectivamente.

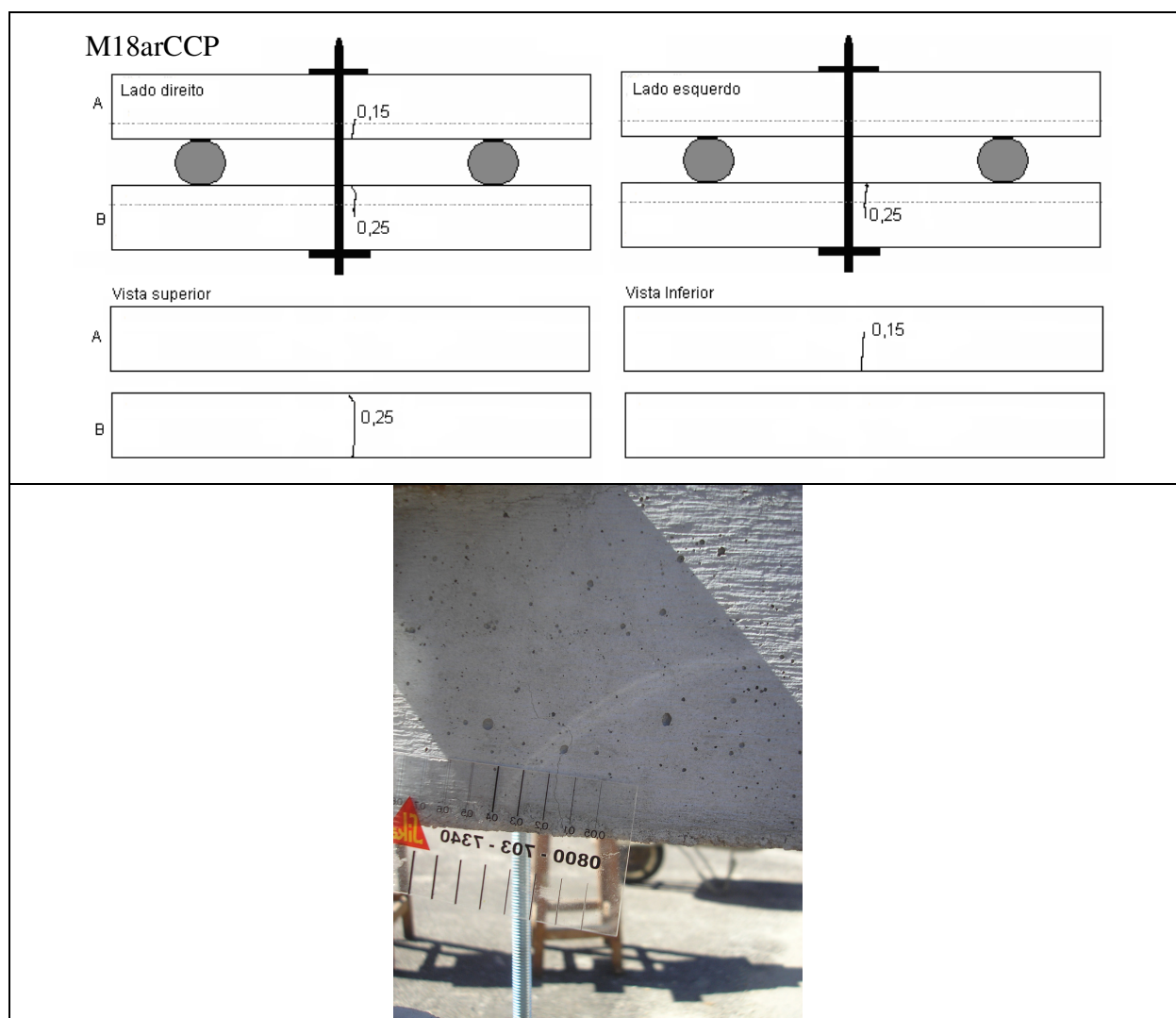


Figura 6.12 – Mapeamento das fissuras nos concretos com cura ao ar que ficaram sob carregamento central permanente por 18 meses (M18arCCP).

Até os 18 meses observa-se que as aberturas têm variado pouco quanto à abertura ao longo do tempo, tanto para os concretos em cura ao ar quanto para os concretos em cura úmida.

6.3.4 Resultados dos corpos-de-prova prismáticos com 24 meses de idade

a) cura ao ar

No concreto dos corpos-de-prova prismáticos M24arCCP (submetidos à cura ao ar), o resultado do mapeamento das fissuras, assim como suas respectivas aberturas, é apresentado na Figura 6.13.

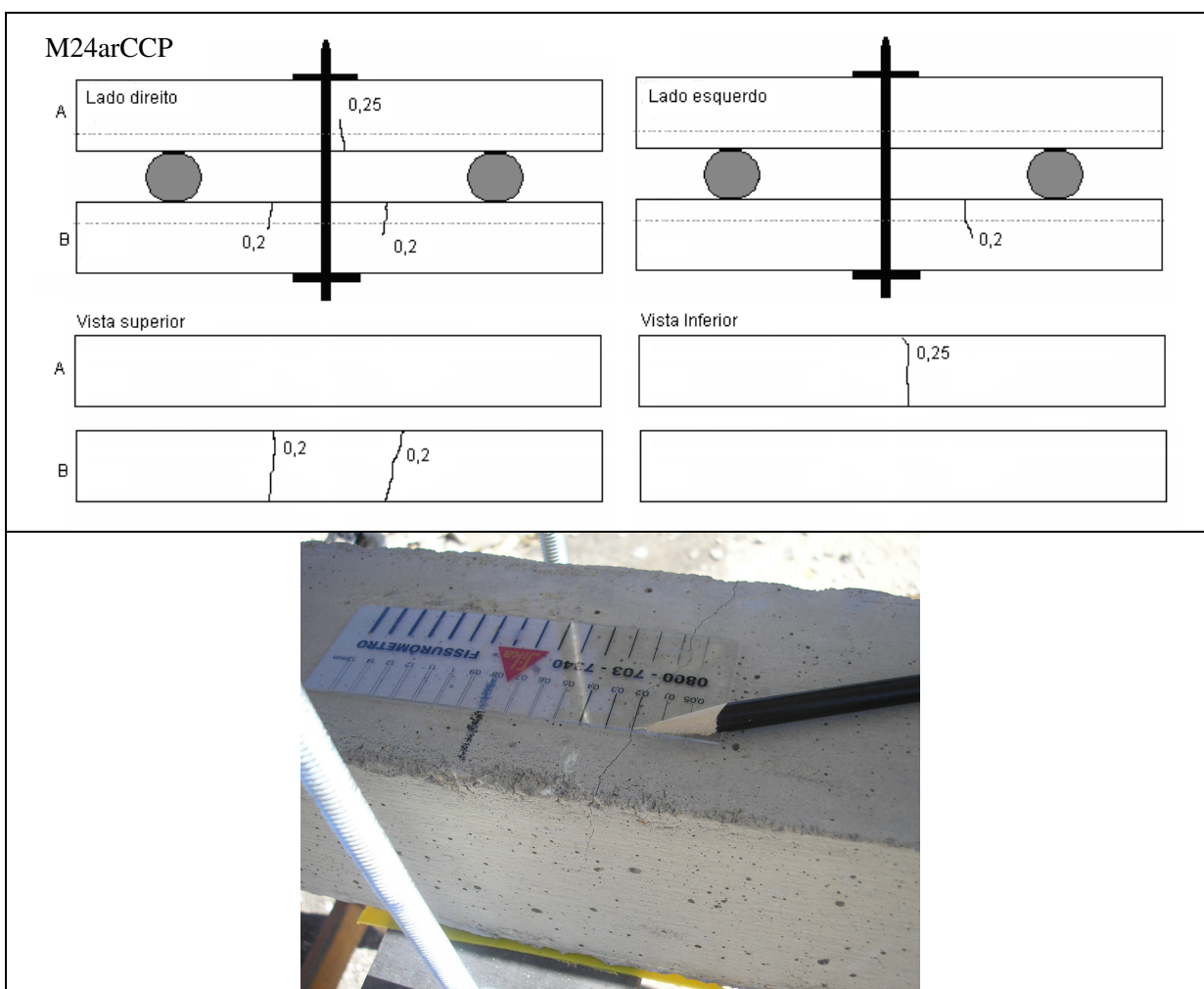


Figura 6.13 – Mapeamento das fissuras nos concretos com cura ao ar que ficaram sob carregamento central permanente por 24 meses (M24arCCP).

Com a aplicação do torque, em um dos corpos-de-prova prismáticos surgiram fissuras que ficaram com abertura máxima de 0,25mm. Houve um pequeno aumento dessa abertura ao longo dos seus 24 meses até a realização dos ensaios de durabilidade e microestrutura, chegando a 0,4 mm de abertura. No outro corpo-de-prova prismático surgiram duas fissuras que ficaram com 0,2

mm de abertura, chegando a 0,35 mm até a idade de ensaio. O monitoramento da carga aplicada nos corpos-de-prova prismáticos era feito periodicamente, conforme descrito no programa experimental.

b) Cura úmida

Na Figura 6.14 é apresentado o mapeamento esquemático das fissuras nos concretos M24umCCP (submetidos à cura úmida).

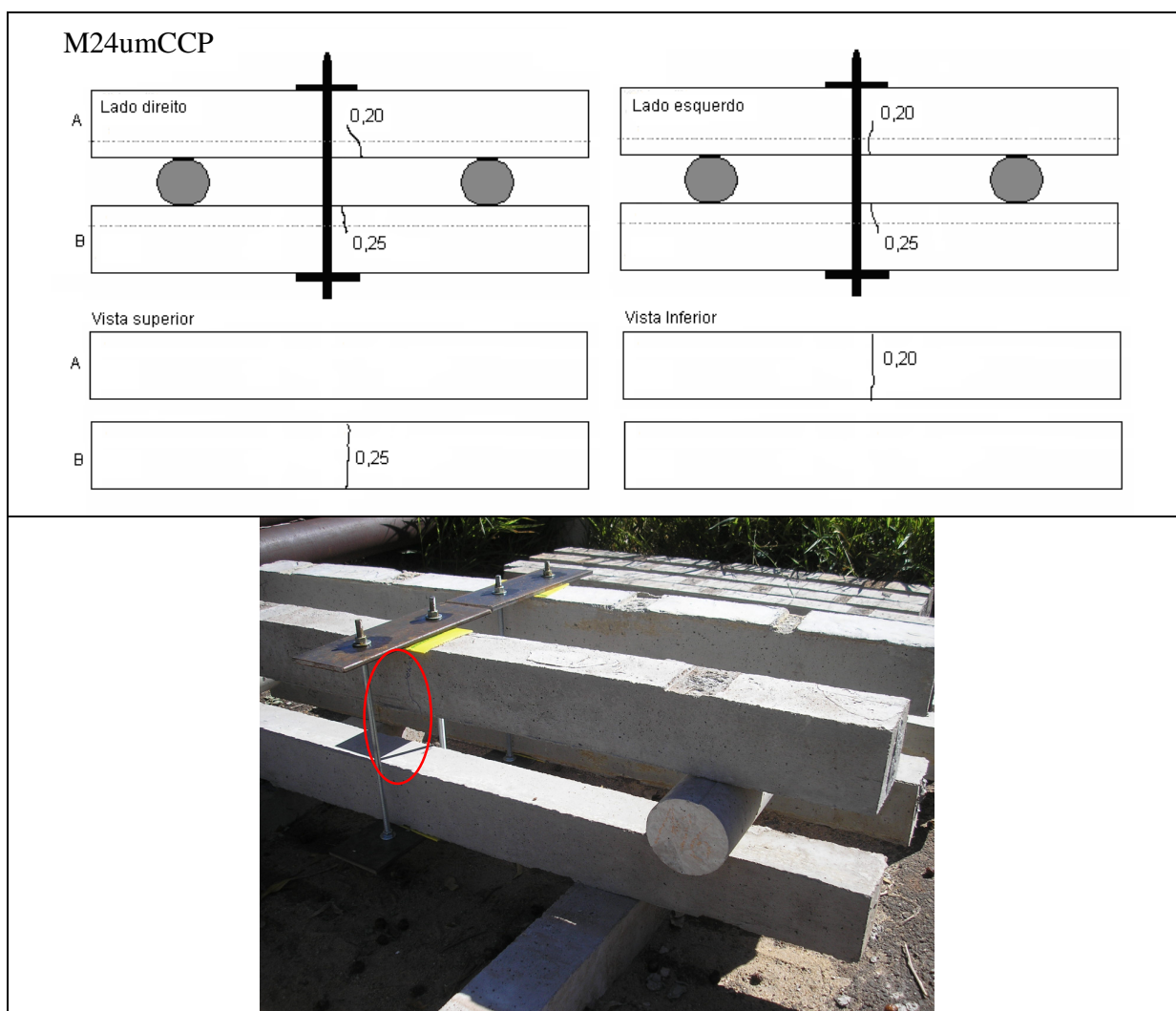


Figura 6.14 – Mapeamento das fissuras nos concretos com cura úmida (7 dias) que ficaram sob carregamento central permanente por 24 meses (M24umCCP).

No concreto dos corpos-de-prova prismáticos M24umCCP (submetidos à cura úmida) as fissuras ficaram com aberturas variando entre 0,20 mm a 0,25 mm. Mas, ao longo dos 24 meses

(idade de ensaios), as aberturas das fissuras nesses concretos ficaram na faixa de 0,30 mm a 0,40 mm. Aos 24 meses o comportamento das fissuras foi similar às outras idades. As aberturas iniciais eram de 0,2mm a 0,25mm, e chegando a 0,4mm nas idades de ensaio, conforme demonstra a figura 6.14.

Alguns fatores podem ter ocasionado o aumento da abertura de fissuras nos corpos-de-prova ao longo do tempo, entre eles pode-se destacar a própria resistência à compressão axial de cada concreto e, principalmente, o módulo de elasticidade, uma vez que essa propriedade rege a deformação do material submetido ao carregamento.

Outro fator importante é a carga aplicada permanentemente nesses concretos e o tempo que eles ficaram submetidos a essa carga. Era de se esperar que a abertura de fissuras não fosse permanecer constante pelas próprias propriedades do material (como fluência), mesmo com o suporte da barra de aço. O torque aplicado nos corpos-de-prova também pode ter influenciado nas aberturas de fissuras, pois apesar do valor de torque estar definido experimentalmente, cada concreto (nas idades de ensaio e cura) pode apresentar respostas diferentes, como observado no mapeamento, em que alguns concretos tiveram abertura de fissuras maiores.

6.4 Profundidade de carbonatação

Todos os resultados estatísticos de profundidade de carbonatação estão apresentados no Apêndice C.

6.4.1 Concreto sem carregamento (SC)

Os valores médios de profundidade de carbonatação referente ao concreto sem carregamento são exibidos na Tabela 6.6 e na Figura 6.15.

Tabela 6.6 – Resultados da profundidade de carbonatação dos concretos M6arSC a M24umSC (Sem Carregamento).

Amostra (SC)	Média (mm)	Desvio padrão
M6arSC	0,1	0,2
M6umSC	0,1	0,1
M12arSC	1,7	0,8
M12umSC	1,8	0,5
M18arSC	1,2	0,8
M18umSC	1,0	0,9
M24arSC	2,5	0,9
M24umSC	0,3	0,4

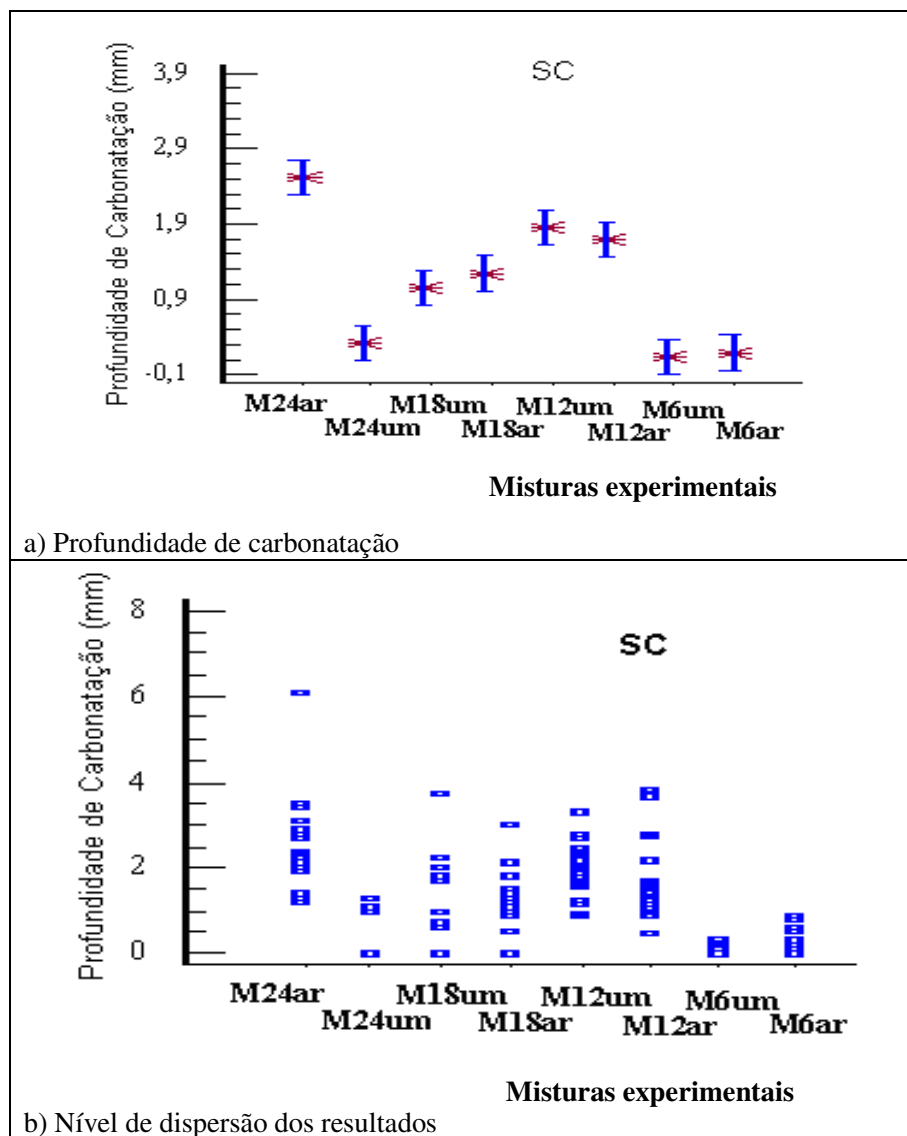


Figura 6.15 – Resultados da profundidade de carbonatação dos concretos sem carregamento (SC).

Observam-se maiores resultados de profundidade de carbonatação para as amostras M24arSC e M12umSC, sendo que a amostra M24arSC apresentou maior nível de dispersão dos resultados.

No Quadro 6.2 são apresentadas as comparações entre os resultados de profundidade de carbonatação dos concretos, sem carregamento, em relação ao tipo de cura (úmida e cura ao ar, nas diferentes idades de ensaio).

Quadro 6.2 - Comparação entre os resultados de profundidade de carbonatação (Prof.Carbon.) dos concretos sem carregamento (SC).

Concreto (corpos-de-prova prismáticos)	Cura dos corpos-de-prova prismáticos	Idade de ensaio	Diferença entre resultados de profundidade carbonatação
M6arSC - M6umSC	Cura ao ar (ar) – cura úmida por 7 dias (um)	6 meses	Não (Prof.Carbon. ar = Prof.Carbon. um)
M12arSC - M12umSC		12 meses	Não (Prof. Carbon ar < Prof.Carbon um)
M18arSC - M18umSC		18 meses	Não (Prof.Carbon. ar > Prof.Carbon. um)
M24arSC - M24umSC		24 meses	Sim (Prof.Carbon. ar > Prof.Carbon. um)

Nas comparações entre as médias dos resultados de profundidade de carbonatação dos corpos-de-prova prismáticos sem carregamento, submetidos à cura ao ar, observa-se que na idade de 18 e 24 meses os valores foram maiores do que os submetidos à cura úmida. Porém, a diferença significativa entre os resultados ocorreu apenas aos 24 meses, onde a profundidade de carbonatação para o concreto curado ao ar (M24arSC) foi significativamente maior do que o submetido à cura úmida (M24umSC).

Aos 12 meses de idade o valor de profundidade de carbonatação da amostra em cura úmida (M12umSC) foi um pouco maior que em cura ao ar (M12arSC), porém, essa diferença não foi significativa. Aos 6 meses de idade os resultados de profundidade de carbonatação dos concretos submetidos aos tipos de cura (ao ar e úmida aos 7 dias) foram iguais.

Na situação em que os concretos não foram submetidos ao carregamento, houve apenas diferenças estatisticamente significativa nos resultados de profundidade de carbonatação aos 24 meses de idade. Nas outras idades a cura não influenciou na diferença de resultados das amostras.

Nesse sentido, pode-se dizer que a cura não influenciou com diferenças significativas na profundidade de carbonatação até aos 18 meses idade. Apenas aos 24 meses os valores de profundidade de carbonatação dos concretos submetidos à cura ao ar foram significativamente maiores que os dos concretos submetidos à cura úmida. Porém, outros fatores também podem ter influenciado nesse resultado, como os aspectos ambientais aos quais as amostras estavam submetidas. Deve-se considerar, neste caso, o avanço lento da profundidade de carbonatação, como observado por Bourguignon (2004).

Em concretos sem fissuras, o processo de transporte de agentes agressivos depende em grande parte da conectividade entre os poros e de seu tamanho. Com a hidratação da pasta de

cimento, a conectividade e tamanho dos poros tendem a diminuir. Alguns fatores como relação água/cimento são fundamentais para que se tenha uma segmentação dos poros com hidratação do cimento. Como nesta pesquisa a relação água/cimento é baixa, a desconexão dos poros pode ser alcançada com uma cura adequada (IRASSAR, 2004). Neste sentido, vê-se a importância da cura a fim de atingir melhores resultados de durabilidade em idades mais avançadas.

6.4.2 Concreto com carregamento central de curta duração (CCCD)

A média dos resultados de profundidade de carbonatação dos corpos-de-prova prismáticos referentes à amostra M6arCCCD a M24umCCCD (Carregamento central de curta duração) é apresentada na Tabela 6.7. A Figura 6.16 demonstra os corpos-de-prova prismáticos cortados, com solução de fenolftaleína, além da medição da profundidade de carbonatação. Na Figura 6.17 podem-se observar as médias dos resultados de profundidade de carbonatação dos concretos M6arCCCD a M24umCCCD sob carregamento de curta duração e o nível de dispersão dos resultados.

Tabela 6.7 – Resultados da profundidade de carbonatação dos concretos M6arCCCD a M24umCCCD sob carregamento central de curta duração.

Amostra (CCCD)	Média (mm)	Desvio padrão
M6arCCCD	0,3	0,3
M6umCCCD	0,1	0,1
M12arCCCD	1,6	0,7
M12umCCCD	2,2	0,8
M18arCCCD	1,7	1,7
M18umCCCD	0,5	0,5
M24arCCCD	2,3	0,9
M24umCCCD	0,3	0,4



Figura 6.16 – Ensaio de profundidade de carbonatação aos 18 meses de idade.

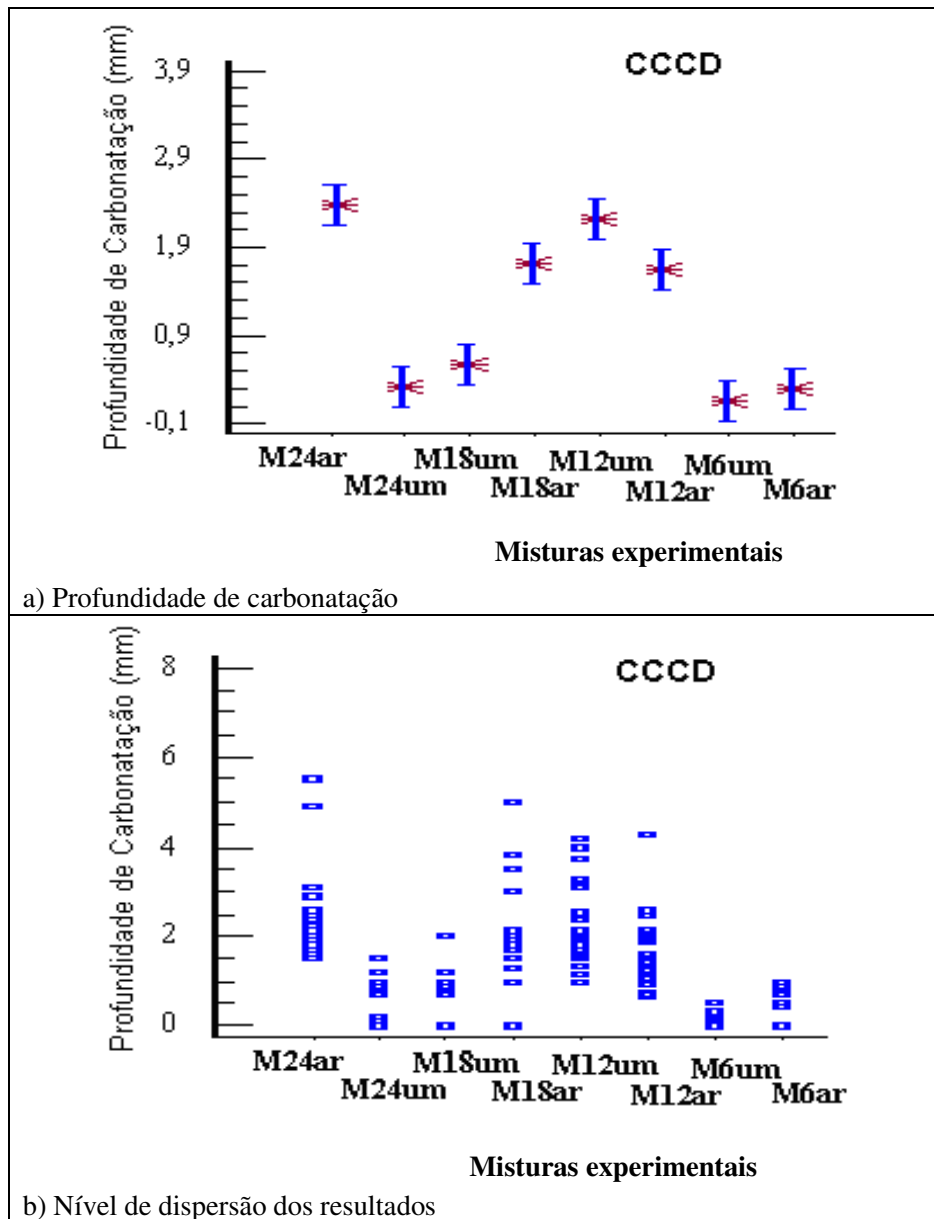


Figura 6.17 – Resultados da profundidade de carbonatação dos concretos M6arCCCD a M24umCCCD, submetidos ao carregamento central de curta duração (CCCD).

Os resultados de profundidade de carbonatação para as amostras sob carregamento central de curta duração seguiram a mesma seqüência que as amostras sem carregamento, com maiores profundidades para as amostras M24arCCCD e M12umCCCD. Nesse caso, o nível de dispersão dos resultados foi maior para a amostra M18arCCCD.

Com exceção dos concretos ensaiados aos 18 meses de idade, observa-se que as profundidades de carbonatação para os concretos submetidos à cura úmida foi um pouco menor

em relação aos submetidos à cura ao ar. Esses resultados corroboram os observados por Castro (2003) em relação ao melhor desempenho de concretos submetidos à cura úmida, mesmo que por um período de 7 dias.

No Quadro 6.3 são apresentadas as comparações das profundidades de carbonatação entre os corpos-de-prova prismáticos com cura úmida e cura ao ar, nas diferentes idades de ensaio.

Quadro 6.3 - Comparação entre os resultados de profundidade de carbonatação (Prof.Carbon.) dos concretos submetidos ao carregamento central de curta duração (CCCD).

Concreto (corpos-de-prova prismáticos)	Cura dos corpos-de-prova prismáticos	Idade de ensaio	Diferença entre resultados de profundidade carbonatação
M6arCCCD - M6umCCCD	Cura ao ar (ar) – cura úmida por 7 dias (um)	6 meses	Não (Prof.Carbon. ar > Prof.Carbon. um)
M12arCCCD - M12umCCCD		12 meses	Sim (Prof.Carbon. ar < Prof.Carbon. um)
M18arCCCD - M18umCCCD		18 meses	Sim (Prof.Carbon. ar > Prof.Carbon. um)
M24arCCCD - M24umCCCD		24 meses	Sim (Prof.Carbon. ar > Prof.Carbon. um)

Com base nas diferenças de resultados obtidos no Quadro 6.3 pode-se dizer que a partir dos 18 meses de idade os concretos submetidos à cura ao ar apresentaram maior profundidade de carbonatação comparados à cura úmida, sendo a diferença entre os resultados aos 24 meses mais acentuada. Nesse caso a cura influenciou nos resultados de profundidade de carbonatação aos 18 e 24 meses. Aos 12 meses os concretos submetidos à cura úmida tiveram maior profundidade de carbonatação; porém, essa diferença foi pequena. As profundidades de carbonatação em cura úmida, aos 6 meses, foram menores que em cura ao ar; porém, nessa idade não houve diferenças significativas entre os valores obtidos.

Melhores resultados na profundidade de carbonatação também foram verificados por Braun (2003) e Ferreira Junior (2003) ao compararem amostras submetidas à cura úmida e cura ao ar. Nesses trabalhos a cura úmida foi de 28 dias, diferente do programa experimental aqui adotado onde a cura úmida se deu por 7 dias, pois pretendia-se ter uma situação próxima da realidade de obras brasileiras.

6.4.3 Concreto com carregamento central permanente (CCP)

A média dos resultados de profundidade de carbonatação dos concretos sob carregamento central permanente nas idades de 6 meses (amostra M6arCCP e M6umCCP), 12 meses (amostra M12arCCP e M12umCCP), 18 meses (amostra M18arCCP e M18umCCP) e 24 meses (amostra M24arCCP e M24umCCP) é apresentada na Tabela 6.8.

Conforme descrito no programa experimental, foram realizados cortes em três locais em cada corpo-de-prova prismático, sendo medidas as profundidades de carbonatação em uma das faces do corte.

Tabela 6.8 – Resultados da profundidade de carbonatação dos concretos sob carregamento central permanente (CCP).

Amostra	Média (mm)	Desvio padrão
M6arCCP	0,4	0,5
M6umCCP	0,1	0,0
M12arCCP	1,5	0,9
M12umCCP	2,1	0,7
M18arCCP	1,3	1,3
M18umCCP	1,1	0,8
M24arCCP	3,2	1,1
M24umCCP	0,3	0,6

Na Figura 6.18 encontram-se os corpos-de-prova prismáticos cortados com solução de fenolftaleína, e a medição da profundidade de carbonatação.

Podem-se observar os gráficos com os resultados da profundidade de carbonatação na Figura 6.19. Os pontos da Figura 6.19a referem-se às médias dos resultados de profundidade de carbonatação. A Figura 6.19b apresenta o nível de dispersão dos resultados dos corpos-de-prova prismáticos sob carregamento central permanente (CCP).

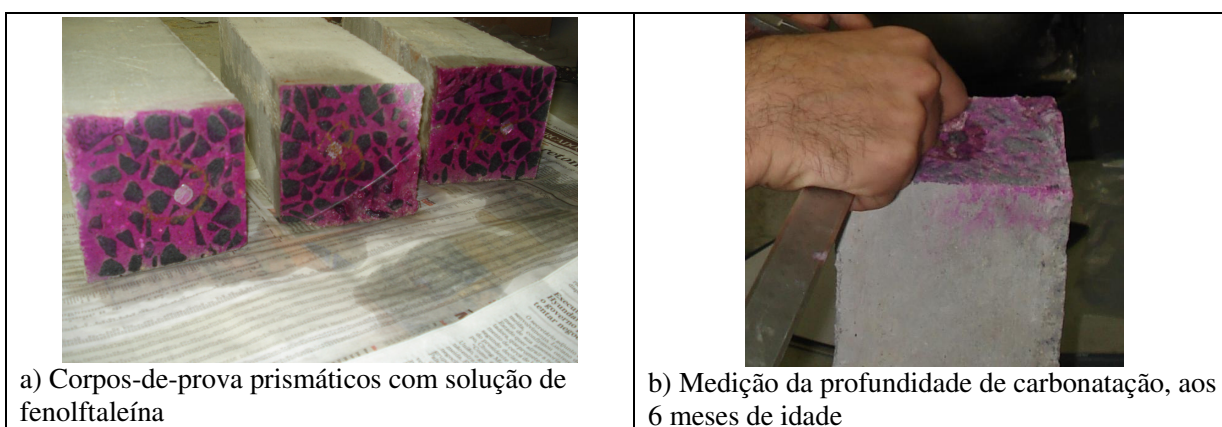


Figura 6.18 – Ensaio de carbonatação.

De acordo com os resultados apresentados e com base na análise estatística, as profundidades de carbonatação dos corpos-de-prova prismáticos cresceram nesta ordem: (M6umCCP, M24umCCP, M6arCCP), (M18umCCP, M18arCCP), M12arCCP, M12umCCP, M24arCCP. Os resultados que se encontram entre parênteses não denotam diferenças

estatisticamente significativa. O nível de dispersão dos resultados foi maior para a amostra M24arCCP e M18arCCP.

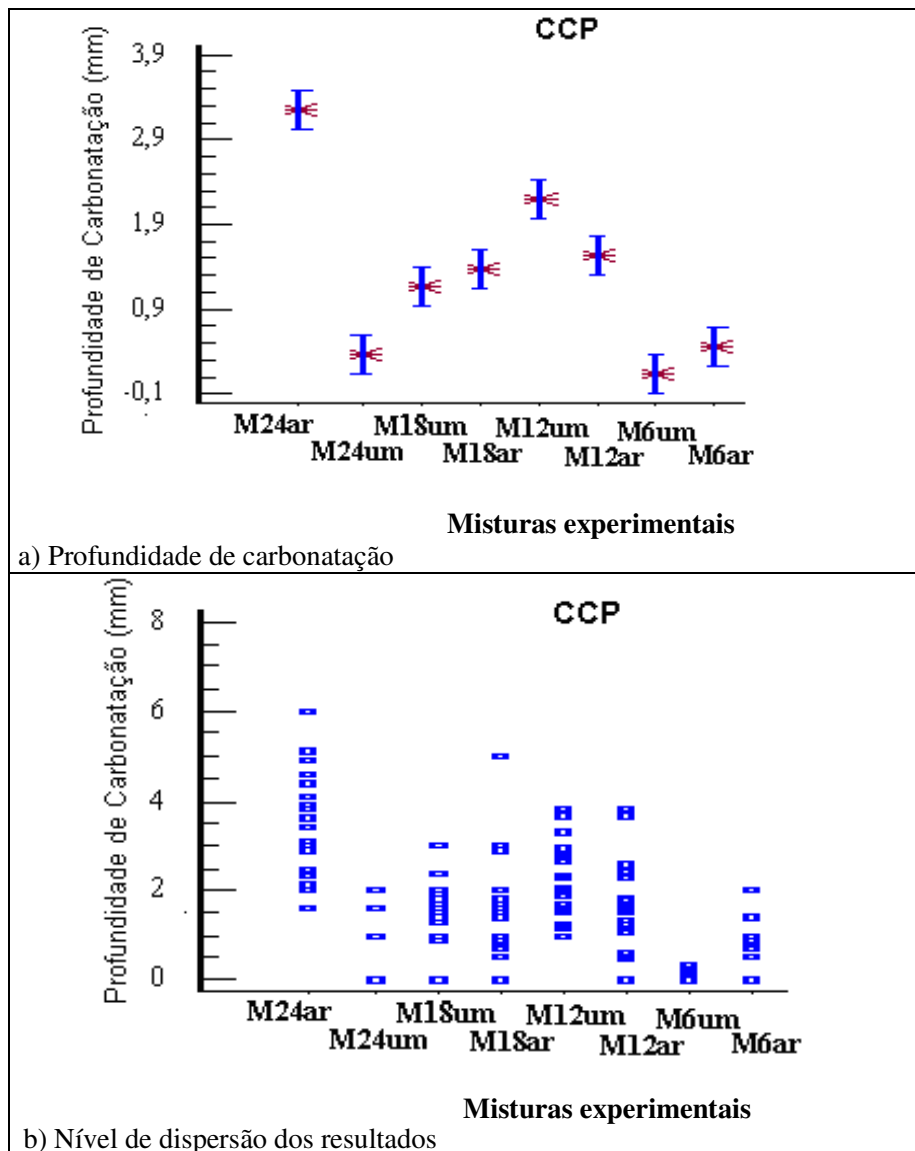


Figura 6.19 – Resultados de profundidade de carbonatação dos concretos submetidos ao carregamento central permanente (CCP).

Ao relacionar a profundidade de carbonatação com a resistência à compressão axial do concreto, alguns estudos, como os de Costa Junior e colaboradores (2005) e Silva (2006) verificaram que essa profundidade tende a diminuir com o aumento da classe de resistência, em especial quando se têm concretos utilizando cimentos com altos teores de escória de alto forno; porém, neste estudo essa tendência não foi observada.

Os resultados de carbonatação com carregamento central permanente chegaram ao máximo de 32 mm quando submetidos à cura ao ar e 21 mm em cura úmida por 7 dias. Nesse sentido, atenta-se para a importância da cura nas idades iniciais do concreto, afim de que o cobrimento estabelecido pela no NBR 6118 (ABNT, 2007), da ordem de 30 mm, seja suficiente para garantia da durabilidade do concreto, nestas condições de exposição, sendo submetido a um carregamento contínuo ou com uma abertura de fissura dentro dos parâmetros dessa norma. Os cuidados nas etapas do processo de produção do concreto (dosagem, mistura, lançamento, adensamento e cura) devem ser levados em consideração nesse contexto.

A seguir é realizada uma comparação entre as amostras em suas respectivas idades de exposição (diferentes idades de ensaio – 6, 12, 18 e 24 meses), com os tipos de cura utilizados nesta pesquisa (cura normal e cura ao ar) (Quadro 6.4).

Quadro 6.4 - Comparação entre os resultados de profundidade de carbonatação dos concretos submetidos ao carregamento central permanente (CCP).

Concreto (corpos-de-prova prismáticos)	Cura dos corpos-de-prova prismáticos	Idade de ensaio	Diferença entre resultados de profundidade carbonatação
M6arCCP - M6umCCP	Cura ao ar (ar) – cura úmida por 7 dias (um)	6 meses	Não (Prof.Carbon. ar > Prof.Carbon. um)
M12arCCP - M12umCCP		12 meses	Sim (Prof.Carbon. ar < Prof.Carbon. um)
M18arCCP - M18umCCP		18 meses	Não (Prof.Carbon. ar > Prof.Carbon. um)
M24arCCP - M24umCCP		24 meses	Sim (Prof.Carbon. ar > Prof.Carbon. um)

Nesse contexto, pode-se dizer que aos 6 e 18 meses a cura não influenciou na profundidade de carbonatação, pois apesar do resultado dos concretos submetidos a cura ao ar serem maiores do que os submetidos à cura úmida, não houve diferenças significativa entre os resultados. Aos 12 meses houve uma pequena diferença significativa entre os resultados, indicando que a profundidade de carbonatação nos concretos submetidos à cura ao ar foi um pouco menor do que os submetidas à cura úmida. Observa-se que, nesse caso, houve uma exceção, uma vez que nas outras idades a profundidade de carbonatação foi maior para as amostras em cura ao ar em relação à cura úmida. No caso das amostras aos 24 meses a diferença entre os resultados foi maior, pois os concretos submetidos à cura ao ar tiveram profundidade de carbonatação de 3,2 mm e em cura úmida de 0,3mm; provavelmente devido ao período que esses concretos ficaram expostos em ambiente externo, influenciando nos resultados de profundidade de carbonatação.

Na análise da influência do clima na profundidade de carbonatação dos corpos-de-prova

submetidos ao ambiente externo durante o período de ensaio, pode-se verificar que a umidade relativa (UR) nos anos de 2008 e 2009 ficou na faixa de 70%, ou seja, um ambiente que está entre os limites de 60% a 80%, onde ocorre o maior grau de carbonatação e despassivação deletéria de maneira significativa (ABCP, 1999; SALES; GOMES, 2004). Porém, esse não é o único fator ambiental que proporciona um meio propício a ocorrer a carbonatação, pois a temperatura e precipitação, que foram medidos nos dois anos em que as amostras ficaram expostas e que tiveram suas variações em função do período do ano, com maior intensidade de chuvas entre o mês de novembro e março e períodos mais secos entre o mês de abril e outubro, também são fatores que influenciam na carbonatação. A temperatura variou entre 17 °C e 26 °C, o que pode ser considerada uma variação alta e a precipitação também variou bastante em função da época do ano, enfim, do ponto de vista de meio ambiente verifica-se que esses fatores contribuíram para ocorrer a carbonatação. Apesar dos picos de máximo e mínimo, tanto de temperatura quanto de umidade relativa, observa-se que o clima foi um fator importante a ser analisado.

Como observado na literatura, a hidratação da escória se inicia a partir da hidratação do clínquer (GLASSER, 1989). Assim, vê-se que a hidratação dos cimentos com altos teores de escória ocorre de uma forma mais lenta, necessitando de um tempo mínimo de cura para ajudar nesse processo inicial de hidratação e formação dos compostos hidratados. Dependendo de como a etapa de cura é realizada nesse caso, ela irá interferir na permeabilidade do material e conseqüentemente, na entrada de agentes agressivos (CO₂).

Concretos com adições como escória de alto-forno e cinza de casca de arroz sofrem maior influência dos procedimentos de cura, quando comparados com misturas sem adição mineral, resultando em eficiências menores quando não curados adequadamente (CASTRO, 2003). Sabe-se que, quanto maior o tempo de cura, maior será o grau de hidratação do cimento, menor será a porosidade e permeabilidade do concreto e, por conseqüência, menor a possibilidade de ocorrer a carbonatação.

6.4.4 Análise geral da profundidade de carbonatação

Em termos gerais observa-se nos resultados que a profundidade de carbonatação dos corpos-de-prova submetidos à cura ao ar foi maior que os submetidos à cura úmida. Em algumas idades a diferença entre esses resultados foi estatisticamente significativa.

Aos 24 meses ocorreram diferenças estatísticas entre os resultados de carbonatação nas duas situações de carregamento e sem carregamento, com valores significativamente maiores em concretos submetidos à cura ao ar em relação aos com cura úmida por 7 dias. Nesse sentido vê-se a influência da cura, aliada ao tempo de exposição em ambiente externo nos resultados em idade avançada (24 meses de idade). Aos 18 meses a cura também influenciou nos resultados, com maior profundidade de carbonatação em concreto submetidos à cura ao ar; porém, apenas sob carregamento central de curta duração houve diferenças significativas entre os resultados.

Ao comparar as profundidades de carbonatação dos concretos sem carregamento em relação às suas situações de carregamento, observa-se que no concreto de referência (SC) apenas aos 24 meses de idade houve diferenças significativas entre os resultados em relação aos tipos de cura. Nas situações de carregamento central permanente e de curta duração, a partir dos 12 meses já se percebe diferenças entre os resultados, em relação ao tipo de cura, com maior profundidade de carbonatação para os concretos em cura ao ar, bem como na situação de carregamento central de curta duração aos 18 meses. Aos 12 meses a profundidade de carbonatação foi maior nos concretos em cura úmida, fato esse que será melhor analisado a seguir. Nesse sentido, observa vê-se que além da cura, a abertura de fissuras pode ter influenciado nos resultados uma vez que nos concretos sem carregamento, conseqüentemente sem fissuras superficiais, não houve diferenças significativas entre os resultados de carbonatação, para os tipos de cura, até os 18 meses de idade.

Outro resultado importante a ser destacado é que aos 12 meses de idade os concretos submetidos à cura ao ar tiveram profundidade de carbonatação menor que os submetidos à cura úmida e nas situações onde os concretos foram submetidos ao carregamento central permanente e de curta duração, a profundidade de carbonatação foi significativamente maior em concretos em cura úmida por 7 dias. Esse fato ocorreu, provavelmente, devido à quantidade maior de fissuras abertas durante a aplicação do carregamento, em função do baixo módulo de elasticidade desse concreto, aliado ao baixo resultado de resistência à compressão axial, sendo um dos menores em comparação aos outros concretos produzidos. Nesse caso, a abertura e a quantidade fissuras, além da resistência à compressão axial e módulo de elasticidade, influenciam no desempenho do material quanto à profundidade de carbonatação.

Aos 6 meses não houve diferenças significativas entre os resultados de cura, em todas as

situações de carregamento e sem carregamento, evidenciando a referência aos 6 meses, em relação às outras idades. Vale ressaltar que apesar de não haver diferenças significativas entre os resultados aos seis meses, a profundidade de carbonatação em cura ar foi sempre maior que em cura úmida.

Desta maneira, nota-se que a cura influenciou nos resultados de profundidade de carbonatação em todas as situações de carregamento e sem carregamento estudadas neste trabalho, principalmente em idades mais avançadas (24 meses), onde as diferenças entre os resultados foram maiores. Assim observa-se que ensaios de profundidade de carbonatação em exposição ao ambiente externo (natural) necessitam de um período maior para que o CO₂ possa penetrar no concreto e desencadear as reações de carbonatação, principalmente em concretos com resistências altas, baixas relações água/cimento e cimentos com adições minerais.

No Quadro 6.5 são apresentadas as comparações das médias dos resultados de profundidade de carbonatação dos três tipos de carregamento utilizados neste trabalho (SC, CCP e, CCCD), para cada amostra, nas diferentes idades ensaiadas e nos diferentes tipos de cura.

Em quase todas as idades de ensaio e cura, os concretos submetidos ao carregamento central permanente tiveram profundidade de carbonatação maior do que os concretos sem carregamento, com exceção do concreto em cura ao ar aos 12 meses e em cura úmida aos 6 meses. Apesar do observado nos concretos estudados neste trabalho, em que a profundidade de carbonatação foi maior em concretos sob carregamento central permanente apenas aos 24 meses, e sob cura ao ar, houve diferença significativa entre os resultados, ou seja, apenas aos dois anos de idade e em concretos submetidos à cura ao ar é que a abertura de fissura influenciou no resultado de profundidade de carbonatação.

Na comparação entre os tipos de carregamento observa-se que aos apenas aos 18 meses (em cura úmida) e aos 24 meses de idade (sob cura ao ar), a profundidade de carbonatação dos concretos sob carregamento central permanente foi significativamente maior que em carregamento central de curta duração. Em idades avançadas as fissuras com abertura constante influenciam na durabilidade do material, em relação àquelas que são ocasionalmente abertas e podem se fechar após a retirada da carga.

Quando comparadas as situações entre concretos sob carregamento central de curta

duração e sem carregamento, não se observou um comportamento conclusivo, uma vez que em algumas idades e tipos de cura a profundidade de carbonatação foi maior para os concretos sob carregamento central de curta duração, em outras idades foi maior para os concretos sem carregamento, necessitando de mais pesquisas com concretos nessas situações.

Quadro 6.5 - Comparação entre os resultados de profundidade de carbonatação dos corpos-de-prova submetidos aos tipos de carregamento (CCP e CCCD) e sem carregamento (SC).

Concreto (corpos-de-prova prismáticos)	Cura dos corpos-de- prova prismáticos	Idade de ensaio	Diferença entre resultados de profundidade carbonatação
M6arCCP – M6arCCCD	Cura ao ar	6 meses	Não (Prof. Carbon. CCP > Prof. Carbon. CCCD)
M6arCCP - M6arSC			Não (Prof. Carbon. CCP > Prof. Carbon. SC)
M6arCCCD - M6arSC			Não (Prof. Carbon. CCCD > Prof. Carbon. SC)
M6umCCP – M6umCCCD	Cura úmida por 7 dias	6 meses	Não (Prof. Carbon. CCP = Prof. Carbon. CCCD)
M6umCCP – M6umSC			Não (Prof. Carbon. CCP = Prof. Carbon. SC)
M6umCCCD - M6umSC			Não (Prof. Carbon. CCCD = Prof. Carbon. SC)
M12arCCP – M12arCCCD	Cura ao ar	12 meses	Não (Prof. Carbon. CCP < Prof. Carbon. CCCD)
M12arCCP – M12arSC			Não (Prof. Carbon. CCP < Prof. Carbon. SC)
M12arCCCD – M12arSC			Não (Prof. Carbon. CCCD < Prof. Carbon. SC)
M12umCCP – M12umCCCD	Cura úmida por 7 dias	12 meses	Não (Prof. Carbon. CCP < Prof. Carbon. CCCD)
M12umCCP – M12umSC			Não (Prof. Carbon. CCP > Prof. Carbon. SC)
M12umCCCD – M12umSC			Não (Prof. Carbon. CCCD > Prof. Carbon. SC)
M18arCCP – M18arCCCD	Cura ao ar	18 meses	Não (Prof. Carbon. CCP < Prof. Carbon. CCCD)
M18arCCP – M18arSC			Não (Prof. Carbon. CCP > Prof. Carbon. SC)
M18arCCCD – M18arSC			Sim (Prof. Carbon. CCCD > Prof. Carbon. SC)
M18umCCP – M18umCCCD	Cura úmida por 7 dias	18 meses	Sim (Prof. Carbon. CCP > Prof. Carbon. CCCD)
M18umCCP – M18umSC			Não (Prof. Carbon. CCP > Prof. Carbon. SC)
M18umCCCD – M18umSC			Sim (Prof. Carbon. CCCD < Prof. Carbon. SC)
M24arCCP – M24arCCCD	Cura ao ar	24 meses	Sim (Prof. Carbon. CCP > Prof. Carbon. CCCD)
M24arCCP – M24arSC			Sim (Prof. Carbon. CCP > Prof. Carbon. SC)
M24arCCCD – M24arSC			Não (Prof. Carbon. CCCD < Prof. Carbon. SC)
M24umCCP – M24umCCCD	Cura úmida por 7 dias	24 meses	Não (Prof. Carbon. CCP = Prof. Carbon. CCCD)
M24umCCP – M24umSC			Não (Prof. Carbon. CCP = Prof. Carbon. SC)
M24umCCCD – M24umSC			Não (Prof. Carbon. CCCD = Prof. Carbon. SC)

Conforme Castel e colaboradores (1999) o tipo de carregamento aplicado a estrutura de concreto, assim como sua intensidade, exerce um papel significativo na penetração de CO₂. Dos resultados observados nesta pesquisa, o tipo de carregamento realmente interfere nos resultados bem como o tempo de exposição. Observou-se que até aos 12 meses de idade e com a abertura de fissura induzida não ocorreu diferenças significativas nos resultados de profundidade de carbonatação.

Outro fator que também deve ser levado em consideração nesse contexto é a importância da adequada espessura de revestimento para garantir a durabilidade da estrutura, conforme recomendações da NBR 6118 (2003) e orientações de Martins (2001).

Em termos gerais, a exposição do concreto por um período de um ano é um prazo relativamente curto para se obter diferenças significativas e dados expressivos de profundidade de carbonatação, principalmente quando se tem estudos com amostras sujeitas a carbonatação natural, sem processos de aceleração artificial. Resultados mais expressivos começam a ocorrer após um ano de idade, com maiores diferenças em idades mais avançadas com amostras submetidas à cura ao ar, como verificado nos últimos ensaios realizados aos 24 meses de idade.

Conforme citado na literatura, alguns fatores são necessários para que ocorra a deterioração do concreto pela entrada de agentes agressivos (como o CO_2), os quais estão relacionados com as variáveis deste trabalho, como as etapas do processo produtivo (cura), as condições do ambiente externo (umidade e temperatura), as fissuras superficiais no material e a qualidade do material (WIN et al, 2004). A partir desses fatores a concentração de agentes agressivos no concreto pode ser maior ou menor. No caso deste estudo vê-se que o fator fissura foi importante para profundidades maiores de carbonatação, aliado ao ambiente e cura, além da qualidade do material e suas propriedades.

Um problema decorrente da fissuração pela ação de carregamento é a interligação dos poros e capilares da mistura aumentando assim a permeabilidade do concreto. Essa permeabilidade, devido a fissuras e micro fissuras na pasta, permite que mais água ou íons químicos agressivos penetrem na estrutura, facilitando a deterioração (WANG et al, 1997; GERARD; MARCHAND, 2000).

Os resultados observados neste estudo da influência da abertura de fissuras na profundidade carbonatação, tanto na comparação entre concretos submetidos ao carregamento central permanente (CCP) e sem carregamento (SC) quanto entre concretos submetidos aos tipos de carregamento (CCP e CCCD), também foram obtidos por Castel e colaboradores (1999), que verificaram que a carga aplicada em uma viga de concreto armado e sua intensidade desempenha um papel significativo na profundidade do CO_2 devido ao aumento das microfissuras de tensão no concreto, localizadas principalmente na interface pasta-agregado. Silva (2007) também observou que a abertura de fissuras pode ser um caminho preferencial para a difusão do dióxido

de carbono, uma vez que a profundidade de carbonatação é maior na região tracionada da viga, ou seja, naquela onde ocorreu fissura induzida por carregamento.

Complementando a análise da cura e carregamento, foram realizadas comparações entre os resultados de profundidade de carbonatação dos concretos aos 6 meses e aos 24 meses para avaliar se houve diferenças significativas entre esses resultados (Quadro 6.6).

Quadro 6.6 - Comparações de profundidade de carbonatação dos corpos-de-prova prismáticos com os diferentes tipos de carregamentos utilizados neste trabalho, nas idades de 6 e 24 meses.

Concreto (corpos-de-prova prismáticos)	Cura dos corpos-de-prova	Idade de ensaio	Diferença entre resultados de profundidade carbonatação
M6arCCP – M24arCCP	Cura ar-cura ar	6 – 24 meses	Sim (Prof.Carbon. 6ar < Prof.Carbon. 24ar)
M6umCCP – M24umCCP	Cura úmida-cura úmida		Não (Prof.Carbon. 6um < Prof.Carbon. 24um)
M6arCCCD – M24arCCCD	Cura ar-cura ar		Sim (Prof.Carbon. 6ar < Prof.Carbon. 24ar)
M6umCCCD – M24umCCCD	Cura úmida-cura úmida		Não (Prof.Carbon. 6um < Prof.Carbon. 24um)
M6arSC – M24arSC	Cura ar-cura ar		Sim (Prof.Carbon. 6ar < Prof.Carbon. 24ar)
M6umSC – M24umSC	Cura úmida-cura úmida		Não (Prof.Carbon. 6um < Prof.Carbon. 24um)

A profundidade de carbonatação das amostras na idade de 24 meses foi sempre maior que os resultados aos 6 meses de idade, independente do tipo de cura e carregamento adotado. Nas amostras submetidas à cura ao ar houve diferenças significativas entre os resultados.

Após dois anos de exposição ao ambiente externo, ocorreu um aumento na profundidade de carbonatação dos concretos; porém, as diferenças entre os resultados só podem ser observadas nos concretos submetidos à cura ao ar. Esse resultado foi observado para todos os tipos de carregamento adotados neste estudo, assim como para concretos sem carregamento.

Um concreto mal curado pode ter conseqüências significativas ao longo do tempo, em função do seu aumento de permeabilidade, mesmo que esse seja de alto desempenho (CASTRO, 2003), como é o caso desta pesquisa. E, principalmente, quando se utiliza cimentos com adições minerais, como a escória de alto-forno.

Outra análise realizada nos resultados de profundidade de carbonatação é quanto à classificação dos concretos, com base nos coeficientes de carbonatação K, proposto por Helene (1993) (Tabela 6.9), para isso utilizou-se a equação 6.1.

$$x = K.t^{1/2}$$

Equação 6.1

Onde: x é profundidade de carbonatação, geralmente em mm; t é tempo de exposição ao CO_2 , geralmente em anos; k é uma constante relacionada com as características de difusão do concreto.

Tabela 6.9 – Resultados de K dos corpos-de-prova, nas diferentes situações de carregamento e cura.

Amostra (MS)	K (mm.ano ^{-1/2*})	Amostra (MCCD)	K (mm.ano ^{-1/2})	Amostra (MCCP)	K (mm.ano ^{-1/2})
M6arSC	0,1	M6arCCCD	0,4	M6arCCP	0,6
M6umSC	0,1	M6umCCCD	0,1	M6umCCP	0,1
M12arSC	1,7	M12arCCCD	1,6	M12arCCP	1,5
M12umSC	1,8	M12umCCCD	2,2	M12umCCP	2,1
M18arSC	1,0	M18arCCCD	1,4	M18arCCP	1,1
M18umSC	0,8	M18umCCCD	0,4	M18umCCP	0,9
M24arSC	1,8	M24arCCCD	1,6	M24arCCP	2,3
M24umSC	0,2	M24umCCCD	0,2	M24umCCP	0,2

* Unidade utilizada pelo autor, referente a milímetros por ano.

Como indicado na Tabela 6.9 que não houve um aumento gradual do coeficiente K ao longo dos dois anos de idade. Para os dois tipos de carregamento (CCCD e CCP) e para os corpos-de-prova prismáticos sem carregamento (SC) o K aumentou dos seis meses aos doze meses, a partir dessa idade até os 18 meses o K diminui e até os 24 meses ele volta a aumentar (apenas cura ao ar). Com base nessas análises nota-se que os piores resultados do coeficiente K são aos 12 meses e aos 24 meses (cura ao ar), onde ocorreram os picos com maiores valores K. Apesar desse resultado, ao se calcular o coeficiente K utilizando os valores encontrados de profundidade de carbonatação das amostras estudadas nesta pesquisa e nas idades ensaiadas, verifica-se que todas foram classificadas como concretos duráveis, tendo $K < 3 \text{ mm.ano}^{-1/2}$ (ILLSTON, 1994), fato esse que pode ser justificado pelas próprias características do concreto utilizado, como a relação a/c, resistência à compressão axial e o cimento de alto-forno.

6.5 Profundidade de penetração de cloretos

Todos os resultados estatísticos de profundidades penetração de cloretos estão no Apêndice C.

6.5.1 Sem carregamento (SC)

Os concretos sem carregamento apresentam maiores valores de penetração de cloretos a partir dos 18 meses de idade e maior dispersão dos resultados para a cura úmida, ensaiados aos

18 meses de idade, conforme tabela 6.10.

Tabela 6.10 – Resultados de profundidade de penetração de cloretos nos concretos sem carregamento.

Amostra (SC)	Média (mm)	Desvio padrão
M6arSC	0,1	0,1
M6umSC	0,1	0,1
M12arSC	1,8	0,7
M12umSC	2,2	0,6
M18arSC	4,2	0,9
M18umSC	2,3	1,3
M24arSC	3,4	0,9
M24umSC	2,6	0,7

No Quadro 6.7 são apresentadas as comparações estatísticas entre os concretos submetidos à cura úmida e cura ao ar, sem carregamento, nas diferentes idades de ensaio, para os resultados de penetração de cloretos. A Figura 6.20 indica as médias dos resultados de penetração de cloretos (Figura 6.20a) e o nível de dispersão dos resultados (Figura 6.20b).

Quadro 6.7 - Comparações dos resultados de penetração de cloretos para concretos sem carregamento com cura úmida e cura ao ar, nas diferentes idades de ensaio.

Concreto (corpos-de-Prova prismáticos)	Cura dos corpos-de-prova prismáticos	Idade de ensaio	Diferença entre resultados de penetração de cloretos
M6arSC - M6umSC	Cura ao ar (ar) – cura úmida (um)	6 meses	Não (Penetr.cloretos ar < Penetr.cloretos um)
M12arSC - M12umSC		12 meses	Não (Penetr.cloretos ar < Penetr.cloretos um)
M18arSC - M18umSC		18 meses	Sim (Penetr.cloretos ar > Penetr.cloretos um)
M24arSC - M24umSC		24 meses	Sim (Penetr.cloretos ar > Penetr.cloretos um)

Aos 18 e 24 meses de idade os valores de penetração de cloretos das amostras submetidas à cura ao ar foram significativamente maiores que os valores das amostras submetidas à cura úmida. No primeiro ano de idade (6 e 12 meses) a cura não influenciou em diferenças de profundidade de cloretos. Conforme analisado na literatura, o período de cura para concretos com cimento de alto-forno pode variar em função da relação água/cimento. Ao tomar como referência o Quadro 3.5 citado no capítulo 3, pag. 44, de Thomaz (2005) baseando-se no tipo de cimento deste trabalho e com a relação água/cimento utilizada, o período de cura úmida de 7 dias é suficiente para que o concreto adquira as propriedades desejadas. Porém, quando se utiliza cimentos com adições minerais um tempo maior é necessário (ÇAKIR; AKOZ, 2006); Neste

sentido, se aumentasse o período de cura deste estudo, as diferenças entre os resultados poderiam surgir em idades mais avançadas.

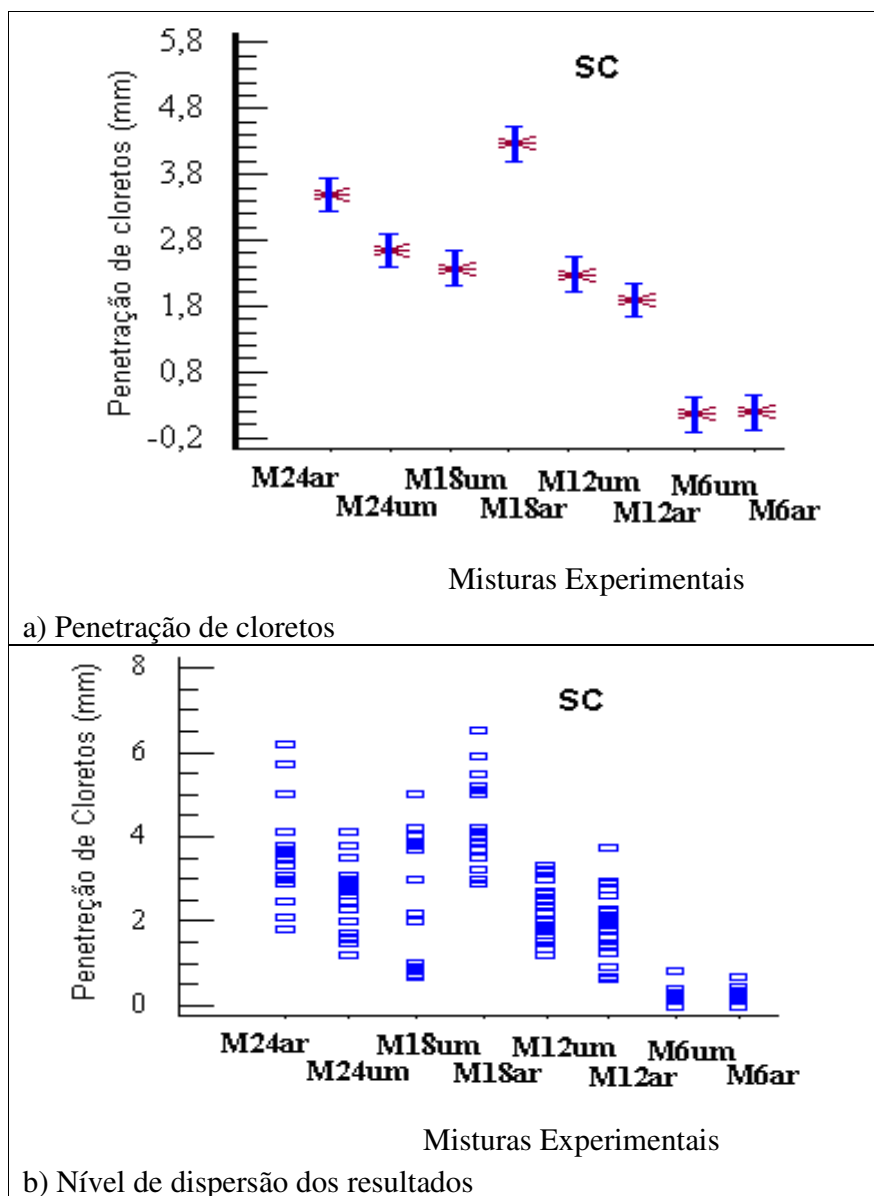


Figura 6.20 – Resultados de profundidade de penetração de cloretos dos concretos sem carregamento (SC).

6.5.2 Carregamento central de curta duração (CCCD)

Os valores médios dos resultados das profundidades de penetração de cloretos dos concretos sob carregamento central de curta duração são apresentados na Tabela 6.11 e na Figura 6.21. Nesses concretos observou-se uma maior dispersão de resultados aos 18 meses de idade.

Tabela 6.11 – Resultados de penetração de cloretos dos concretos sob carregamento central de curta duração.

Amostra (CCCD)	Média (mm)	Desvio padrão
M6arCCCD	0,3	0,0
M6umCCCD	0,2	0,0
M12arCCCD	1,8	0,9
M12umCCCD	2,2	0,7
M18arCCCD	4,9	1,8
M18umCCCD	1,9	1,1
M24arCCCD	3,3	0,7
M24umCCCD	2,5	0,6

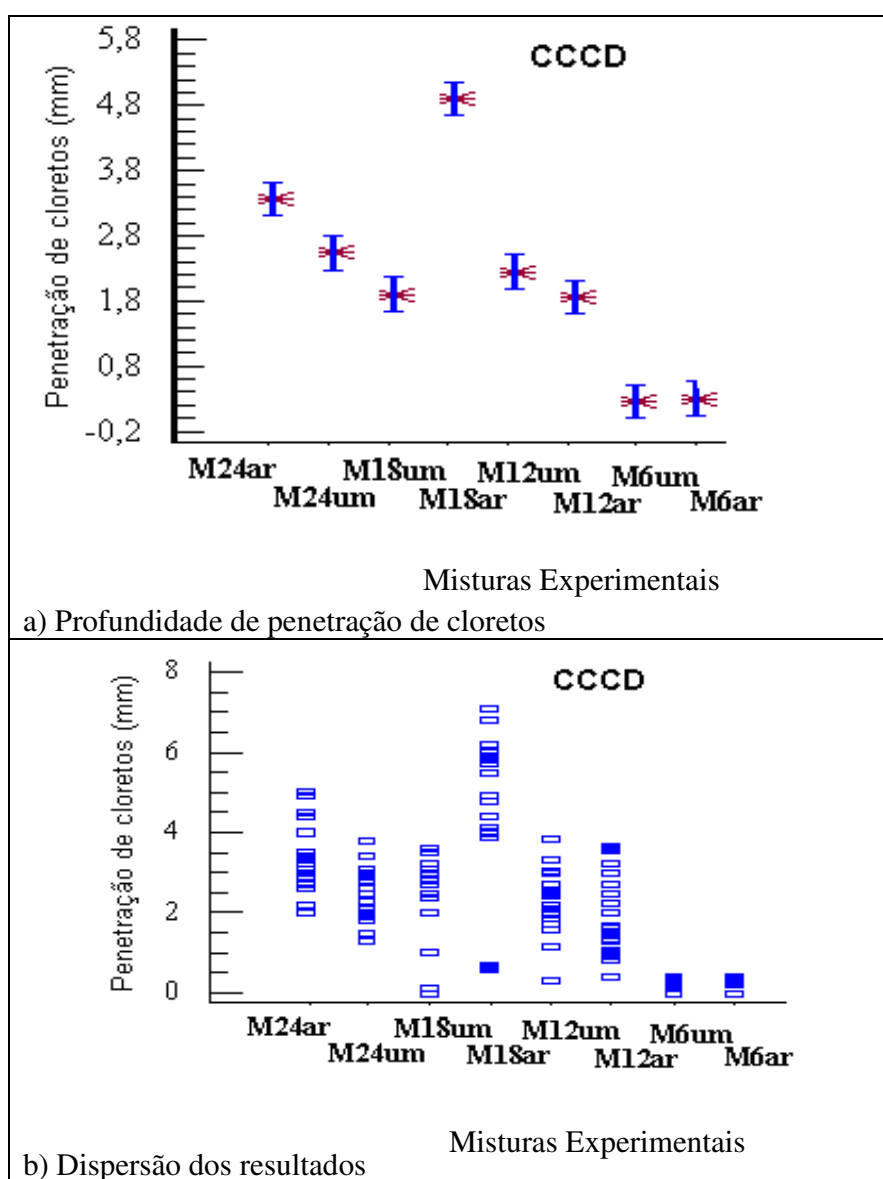


Figura 6.21 – Resultados de profundidade de penetração de cloretos dos concretos sob carregamento central de curta duração (CCCD).

Os resultados de penetração de cloretos dos concretos sob carregamento central de curta duração tiveram o mesmo comportamento que os concretos sem carregamento, ou seja, houve um aumento dos valores de penetração de cloretos até os 18 meses em cura ao ar. A partir dos 18 meses (cura úmida por 7 dias) há uma diminuição do valor de penetração de cloretos, aumentando novamente aos 24 meses, em cura úmida por 7 dias e cura ao ar, respectivamente. Vale ressaltar que a dispersão dos resultados foi maior para o concreto aos 18 meses.

No Quadro 6.8 são apresentadas as comparações estatísticas entre os concretos M6arCCCD a 24umCCCD com cura normal e cura ao ar, nas diferentes idades de ensaio, para os resultados de penetração de cloretos.

Quadro 6.8 - Comparações entre os resultados de penetração de cloretos para os concretos sob carregamento de curta duração, com cura úmida e cura ao ar, nas diferentes idades de ensaio.

Concreto (corpos-de-prova prismáticos)	Cura dos corpos-de-prova prismáticos	Idade de ensaio	Diferença entre resultados de penetração de cloretos
M6arCCCD - M6umCCCD	Cura ao ar (ar) – cura úmida (um)	6 meses	Não (Penetr.cloretos ar < Penetr.cloretos um)
M12arCCCD - M12umCCCD		12 meses	Não (Penetr. cloretos ar < Penetr. cloretos um)
M18arCCCD - M18umCCCD		18 meses	Sim (Penetr. cloretos ar > Penetr. cloretos um)
M24arCCCD - M24umCCCD		24 meses	Sim (Penetr. cloretos ar > Penetr. cloretos um)

Observa-se que até um ano de idade a cura não influenciou na penetração de cloretos, não havendo diferenças estatisticamente significativas; porém, aos 18 e 24 meses pode-se observar que a condição de cura influenciou com diferenças significativas na profundidade de penetração de cloretos. Nessas idades, os corpos-de-prova prismáticos que foram submetidos à cura úmida tiveram menor resultado de profundidade de cloretos, mostrando a eficácia e a importância da cura para estruturas que foram solicitadas quanto ao carregamento surgindo fissuras pontuais, que podem ter se fechado após a suspensão desse carregamento, porém as microfissuras ainda permanecem na estrutura.

Em condições de exposição natural, a durabilidade do concreto é geralmente controlada por sua capacidade de impedir o transporte de íons e fluidos, ou seja, a sua permeabilidade, fator esse que é fortemente influenciado pela cura adequada do concreto.

Além da cura, pode-se observar nos resultados que a penetração de cloretos também é bastante influenciada pelo clima (temperatura, umidade relativa). Esse fato foi constatado por Oh e Jang (2007) que verificaram em seu estudo o aumento da penetração de cloretos com o aumento da temperatura e da umidade relativa. No caso da umidade, esse aumento se deu em função dos íons cloreto poderem se mover dissolvidos na água do poro.

6.5.3 Carregamento central permanente (CCP)

A média das profundidades de penetração de cloretos nos concretos (M6arCCP a 24umCCP) sob carregamento central permanente é apresentada na Tabela 6.12.

Tabela 6.12 – Resultados de profundidade penetração de cloretos nos concretos sob carregamento central permanente.

Amostra (CCP)	Média (mm)	Desvio padrão
M6arCCP	2,2	0,8
M6umCCP	3,3	1,8
M12arCCP	2,2	0,7
M12umCCP	1,7	0,8
M18arCCP	0,2	0,0
M18umCCP	0,3	0,0
M24arCCP	3,7	0,7
M24umCCP	3,0	1,0

Na Figura 6.22 pode-se observar os corpos-de-prova prismáticos cortados, com a solução de nitrato de prata.

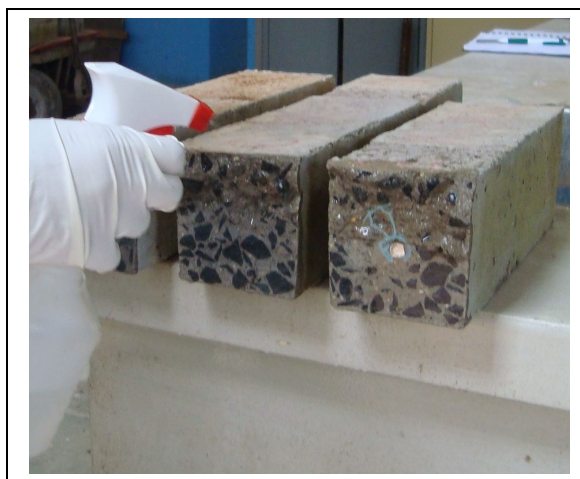


Figura 6.22 – Ensaio de penetração de cloretos, com aspersão de solução de nitrato de prata.

O ambiente aos quais os concretos estavam expostos era propício para a penetração de cloretos, uma vez que nas amostras foi aspergida a solução de cloreto de sódio, com a

periodicidade de três vezes por semana. A umidade relativa do ar e a temperatura, medidas até a idade de ensaio, também contribuíram para um ambiente suscetível à penetração de cloretos, tentando chegar o mais próximo possível de uma atmosfera marinha.

Os valores médios de profundidade de penetração de cloretos cresceram na seguinte ordem: (M6umCCP, M6arCCP), (M12arCCP, M12umCCP, M18umCCP), (M24umCCP, M18arCCP), M24arCCP. Os resultados entre parênteses não denotam diferenças estatisticamente significativas. A Figura 6.23 apresenta os resultados de profundidade de penetração de cloretos nos concretos com carregamento central permanente.

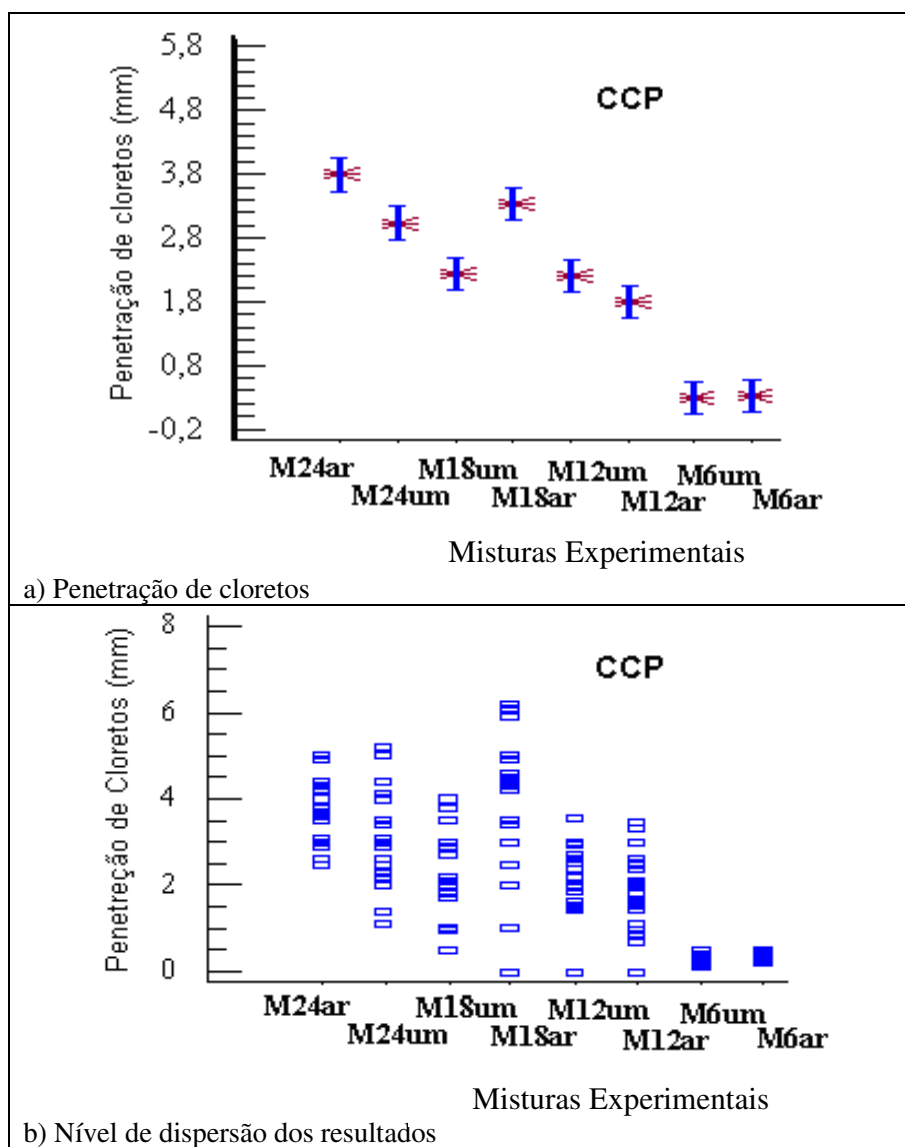


Figura 6.23 – Resultados de profundidade de penetração de cloretos dos concretos sob carregamento central permanente (CCP).

No Quadro 6.9 são apresentadas as comparações de penetração de cloretos entre os concretos submetidos à cura úmida por sete dias e cura ao ar, nas diferentes idades de ensaio.

Quadro 6.9 - Comparações dos resultados de penetração de cloretos para aos corpos-de-prova prismáticos sob carregamento central permanente com cura úmida e cura ao ar, nas diferentes idades de ensaio.

Concreto (corpos-de-prova prismáticos)	Cura dos corpos-de-prova prismáticos	Idade de ensaio	Diferença entre resultados de penetração de cloretos
M6arCCP - M6umCCP	Cura ao ar (ar) – cura úmida (um)	6 meses	Não (Penetr.cloretos ar > Penetr. cloretos um)
M12arCCP - M12umCCP		12 meses	Não (Penetr.cloretos ar < Penetr.cloretos um)
M18arCCP - M18umCCP		18 meses	Sim (Penetr.cloretos ar > Penetr.cloretos um)
M24arCCP - M24umCCP		24 meses	Sim (Penetr.cloretos ar > Penetr.cloretos um)

Desses resultados, entende-se que a profundidade de penetração de cloretos nas amostras submetidas ao carregamento central permanente apresentou diferenças estatisticamente significativas entre os tipos de cura após um ano de exposição. Até os doze meses de idade a cura não influenciou na penetração de cloretos. Isso ocorreu somente a partir dos 18 até aos 24 meses de idade (Idade máxima empregada nas observações experimentais).

6.5.4 Análise geral dos resultados de penetração de cloretos

Ao analisar e comparar os resultados obtidos nos corpos-de-prova prismáticos submetidos aos tipos de carregamento e sem carregamento observa-se um comportamento muito similar nas três situações. Nas duas situações de carregamento e sem carregamento a cura influenciou significativamente nos resultados de penetração de cloretos em primas submetidos em cura ao ar em relação a cura úmida aos 18 e 24 meses de idade. Nessas idades o valor (médio) de penetração de cloretos em amostras submetidas à cura ao ar foi estatisticamente maior que as submetidas à cura úmida.

Nas amostras ensaiadas aos 6 e 12 meses não houve diferenças significativas dos resultados, em relação ao tipo de cura. Nessas idades o valor de penetração de cloretos em prismas submetidos em cura ar foi um pouco menor, quase insignificante, em relação à cura úmida, podendo-se dizer até que aos 6 meses praticamente não houve diferença entre os resultados.

Além da contribuição da cura na penetração de cloretos, a utilização do cimento de alto-forno também pode ter influenciado nas comparações entre os tipos de carregamento e sem carregamento. Foi necessário um período maior para que ocorressem diferenças significativas entre os resultados e, conseqüentemente, a influência da cura nos resultados.

Outro fator a ser considerado é a névoa salina artificial aspergida nos corpos-de-prova prismáticos ao longo do tempo. Pelos resultados nota-se que a periodicidade de aspersão poderia ser maior para que se conseguissem resultados mais significativos nas primeiras idades de ensaio. Observou-se que 6 meses ainda é um período curto para que haja a ação desse mecanismo de deterioração do concreto (íons cloretos).

No Quadro 6.10 são apresentadas as comparações entre os três tipos de carregamento utilizados neste trabalho: carregamento permanente pontual - CCP, carregamento de curta duração - CCCD, sem carregamento - SC, para cada concreto, nas diferentes idades ensaiadas.

Atenta-se ao fato de que aos 6 meses (em cura úmida por 7 dias e em cura ao ar), aos 12 meses (em cura ao ar) e aos 24 meses (em cura úmida por 7 dias e em cura ao ar) a penetração de cloretos foi maior em concretos submetidos ao carregamento central permanente em relação aos concretos sob carregamento central de curta duração e sem carregamento; porém, nesses casos não houve diferença significativa entre os resultados. Aos 12 meses de idade (sob cura úmida por 7 dias) de idade, os concretos com carregamento central permanente tiveram valores de penetração de cloretos menor que os concretos submetidos ao carregamento de curta duração e sem carregamento, e nesse caso também não houve diferenças significativas entre os resultados. Dentre as situações estudadas observa-se que apenas aos 18 meses os concretos com carregamento central permanente, sob cura ao ar, tiveram resultados de penetração de cloretos estatisticamente menor que os concretos submetidos ao carregamento central de curta duração e sem carregamento. Esse resultado isolado pode ser resultado da deposição salina maior em relação aos outros concretos, uma vez que a aspersão da solução de NaCl foi realizada de forma manual, podendo ter se depositado maior quantidade de solução nesses concretos, durante a borrifação ao longo do tempo.

Ao longo dos 24 meses de idade a ação de carregamento, quer seja de curta duração ou permanente, não influenciou significativamente nos resultados de penetração de cloretos em quase todas as idades estudadas, com exceção do concreto em cura ao ar ensaiado aos 18 meses

de idade M18ar (M18arCCP, M18arCCCD, M18arSC). Assim, em todas as idades, com exceção dos concretos ensaiados aos 18 meses em cura ao ar, os valores médios de penetração de cloretos não foram significativamente maiores ou menores em função do tipo de carregamento utilizado e, conseqüentemente, da abertura de fissura.

Quadro 6.10 - Comparação entre os resultados de penetração de cloretos para os concretos submetidos aos carregamentos CCP e CCCD e sem carregamento (SC).

Concreto (corpos-de-prova prismáticos)	Cura dos corpos-de-prova prismáticos	Idade de ensaio	Diferença entre resultados de penetração de cloretos
M6arCCP – M6arCCCD	Cura ao ar	6 meses	Não (Penetr.cloretos CCP > Penetr.cloretos CCCD)
M6arCCP - M6arSC			Não (Penetr.cloretos CCP > Penetr.cloretos SC)
M6arCCCD - M6arSC			Não (Penetr.cloretos CCCD > Penetr.cloretos SC)
M6umCCP – M6umCCCD	Cura úmida por 7 dias	6 meses	Não (Penetr.cloretos CCP > Penetr.cloretos CCCD)
M6umCCP – M6umSC			Não (Penetr.cloretos CCP > Penetr.cloretos SC)
M6umCCCD - M6umSC			Não (Penetr.cloretos CCCD > Penetr.cloretos SC)
M12arCCP – M12arCCCD	Cura ao ar	12 meses	Não (Penetr.cloretos CCP > Penetr.cloretos CCCD)
M12arCCP – M12arSC			Não (Penetr.cloretos CCP > Penetr.cloretos SC)
M12arCCCD – M12arSC			Não (Penetr.cloretos CCCD = Penetr.cloretos SC)
M12umCCP – M12umCCCD	Cura úmida por 7 dias	12 meses	Não (Penetr.cloretos CCP < Penetr.cloretos CCCD)
M12umCCP – M12umSC			Não (Penetr.cloretos CCP < Penetr.cloretos SC)
M12umCCCD – M12umSC			Não (Penetr.cloretos CCCD = Penetr.cloretos SC)
M18arCCP – M18arCCCD	Cura ao ar	18 meses	Sim (Penetr.cloretos CCP < Penetr.cloretos CCCD)
M18arCCP – M18arSC			Sim (Penetr.cloretos CCP < Penetr.cloretos SC)
M18arCCCD – M18arSC			Sim (Penetr.cloretos CCCD > Penetr.cloretos SC)
M18umCCP – M18umCCCD	Cura úmida por 7 dias	18 meses	Não (Penetr.cloretos CCP < Penetr.cloretos CCCD)
M18umCCP – M18umSC			Não (Penetr.cloretos CCP < Penetr.cloretos SC)
M18umCCCD – M18umSC			Não (Penetr.cloretos CCCD < Penetr.cloretos SC)
M24arCCP – M24arCCCD	Cura ao ar	24 meses	Não (Penetr.cloretos CCP > Penetr.cloretos CCCD)
M24arCCP – M24arSC			Não (Penetr.cloretos CCP > Penetr.cloretos SC)
M24arCCCD – M24arSC			Não (Penetr.cloretos CCCD < Penetr.cloretos SC)
M24umCCP – M24umCCCD	Cura úmida por 7 dias	24 meses	Não (Penetr.cloretos CCP > Penetr.cloretos CCCD)
M24umCCP – M24umSC			Não (Penetr.cloretos CCP > Penetr.cloretos SC)
M24umCCCD – M24umSC			Não (Penetr.cloretos CCCD < Penetr.cloretos SC)

Em termos gerais, os concretos submetidos ao carregamento central permanente tiveram penetração de cloretos maior que os concretos com carregamento de curta duração e sem

carregamento, apesar dessas diferenças não serem significativas; com exceção dos concretos e aos 18 meses de idade (cura ao ar), cuja profundidade da penetração de cloretos foi estatisticamente menor em concretos sob carregamento central permanente. Deste modo, reconhece-se a contribuição da abertura de fissura na penetração de cloretos.

Ao comparar esses resultados com os obtidos em pesquisas no LMDC, observa-se que o fator tempo e o ambiente salino são fundamentais para que o carregamento e, conseqüentemente, a abertura de fissuras, influencie nos resultados de penetração de cloretos. Pesquisas como a de Vidal e colaboradores (2007), que deixaram as amostras expostas em ambientes sob névoa salina por um período de mais de 10 anos, obtiveram resultados significativos apenas após 5 anos de exposição. Neste sentido, períodos mais longos devem ser considerados em pesquisas futuras.

Analisando o comportamento de vigas com diferentes porcentagens de escória de alto-forno, submetidas a um carregamento contínuo, An Cheng e colaboradores (2005) verificaram que a abertura de fissuras afeta o tempo de início de corrosão de armaduras. As vigas com maior abertura de fissuras foram as que iniciaram primeiro o processo corrosivo; porém, a quantidade de escória adicionada à mistura não influenciou nos resultados, ou seja, com o aumento do teor de escória de alto-forno não teve uma diminuição na velocidade e propagação da corrosão da armadura.

De acordo com o Ayra e Darko (1996) a frequência do aparecimento de fissuras tem influência na intensidade de corrosão que a estrutura está sujeita. Quanto maior a quantidade de fissuras, maior é a intensidade de corrosão no concreto armado. Um fato a ser destacado, neste caso, é a importância do concreto de cobrimento para diminuir essa corrosão. Da mesma forma, essa espessura pode ser um fator tão importante nesse contexto quanto à própria incidência de fissuras na estrutura. Assim, atenta-se para a importância de estudos sobre o concreto de cobrimento, o que possibilita a obtenção de informações relevantes que contribuem para a produção de concretos duráveis.

Complementando a análise entre carregamentos e cura, foram realizadas comparações entre as amostras na idade inicial (6 meses) e na última idade (24 meses), para observar a evolução da profundidade de penetração de cloretos e se essa evolução acarretou em diferenças significativas entre os tipos de cura adotados neste trabalho, com os tipos de carregamento aplicados. A comparação entre as idades de 6 e 24 meses são apresentadas no Quadro 6.11.

Quadro 6.11 - Comparações de penetração de cloretos dos concretos com os diferentes tipos de carregamentos utilizados neste trabalho, nas idades de 6 e 24 meses.

Concreto (corpos-de-prova prismáticos)	Cura dos corpos-de-prova	Idade de ensaio	Diferença entre resultados de penetração de cloretos
M6arCCP – M24arCCP	Cura ar-cura ar	6 – 24 meses	Sim (Penetr.cloretos 6ar < Penetr.cloretos 24ar)
M6umCCP – M24umCCP	Cura úmida-cura úmida		Sim (Penetr.cloretos 6um < Penetr.cloretos 24um)
M6arCCCD – M24arCCCD	Cura ar-cura ar		Sim (Penetr.cloretos 6ar < Penetr.cloretos 24ar)
M6umCCCD – M24umCCCD	Cura úmida-cura úmida		Sim (Penetr.cloretos 6um < Penetr.cloretos 24um)
M6arSC – M24arSC	Cura ar-cura ar		Sim (Penetr.cloretos 6ar < Penetr.cloretos 24ar)
M6umSC – M24umSC	Cura úmida-cura úmida		Sim (Penetr.cloretos 6um < Penetr.cloretos 24um)

Na comparação entre os resultados de penetração de cloretos em função da idade de ensaio (6 e 24 meses), para os tipos de carregamento e cura adotados neste trabalho, observa-se que todos as comparações apresentaram diferenças significativas e foram positivas, ou seja, a idade de ensaio influenciou nos resultados de penetração de cloretos, quando comparada a primeira (6 meses) e última idade de ensaio (24 meses), independentemente do carregamento adotado. Assim, observa-se que os valores médios de penetração de cloretos na idade de 24 meses foram significativamente maiores que os resultados aos 6 meses de idade.

Independente da cura, também houve um aumento significativo de penetração de cloretos nos concretos prismáticos, para todas as situações de carregamento, ao longo dos dois anos de exposição.

Apesar do melhor desempenho do concreto com cimento de alto-forno quanto à difusão de íons cloreto, observa-se que a cura exerceu uma grande influência nesses resultados, com diferenças significativas em todas as situações estudadas. Ferreira Junior (2001) observou em seu estudo que quanto maior a idade de cura mais resistente é o concreto à difusão de íons cloreto; porém, quando se compara essa melhora em idades distintas, como é o caso deste trabalho, observa-se que o tempo de cura precisa ser maior que 7 dias para que não se tenha diferenças e, conseqüentemente evoluções tão significativas de profundidade de penetração de cloretos.

6.6 Avaliação da microestrutura

Após o corte dos corpos-de-prova prismáticos e antes da aspersão das soluções de nitrato de prata e fenolftaleína, para os ensaios de penetração de cloretos e de carbonatação, foram extraídas amostras na região correspondente ao concreto de cobertura para os ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura - MEV, que foram realizados no LNLS – Laboratório Nacional de Luz Sincrotron. Complementando o MEV foi feita a microanálise por EDS nas amostras. Após a análise preliminar das micrografias foram escolhidos pontos específicos para realização da microanálise EDS, obtendo-se a identificação química dos compostos. Na Figura 6.24 pode-se observar a forma como foram retiradas as amostras de concreto, assim como a área de onde foi retirada.



Figura 6.24 – Forma de retirada da amostra de concreto.

Na análise foram comparados os resultados obtidos das amostras de concreto, além da complementação da microanálise EDS.

A seguir serão apresentados esses resultados, com suas devidas comparações e análises. Os resultados e comparações foram divididos conforme a idade do ensaio de durabilidade realizada nas nos corpos-de-prova prismáticos com 6, 12, 18 e 24 meses de idade. Em cada idade as comparações foram feitas em função dos tipos de carregamento (CCCD – Carregamento Central de Curta Duração; CCP – Carregamento Central Permanente e SC – Sem Carregamento) e cura (cura ao ar e cura úmida).

6.6.1 Resultados aos 6 meses de idade

Aos seis meses de idade apenas dois tipos de amostras foram selecionados para ensaios de microestrutura. Essas amostras foram retiradas da região tracionada dos corpos-de-prova prismáticos sem carregamento (SC) e submetidos ao Carregamento Central Permanente (CCP). Ambos ficaram em cura úmida por 7 dias antes de sofrer carregamentos.

6.6.1.1 Sem carregamento (SC)

Na Figura 6.25 são apresentadas as amostras sem carregamento.

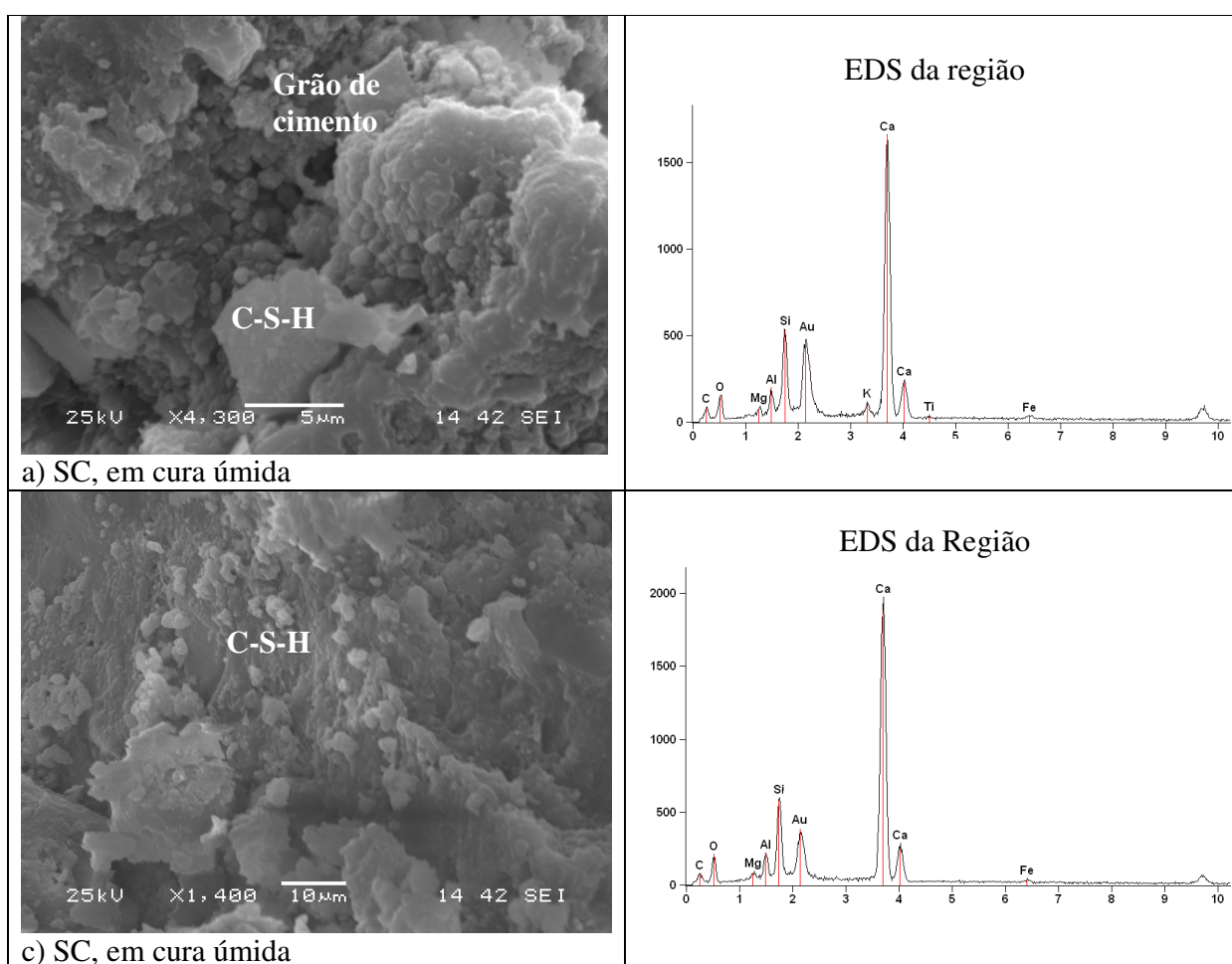


Figura 6.25 – Concreto submetido à cura úmida, sem carregamento.

Observou-se na microanálise da Figura 6.25a picos de elementos Ca e Si, que configuram elementos da fase C-S-H, com grãos anidros de cimento Portland de alto-forno (DIAMOND, 2004). Na Figura 6.25b observam-se áreas com morfologia densa e amorfa (C-S-H Tipo III ou IV), o que é mais comum nesse caso por se tratar de amostras em idades mais avançadas. Cheng

e colaboradores (2005) observaram que nas micrografias de concreto com diferentes teores de escória de alto-forno em elevadas porcentagens, uma estrutura mais densa, com poucas agulhas de etringita e com poros capilares menores que 50 nm, podem ter sido preenchidos por produtos como o C-S-H. O pico de Au surgiu no EDS da região da Figura 6.25a e Figura 6.25b em função da metalização com ouro.

Na Figura 6.26 são apresentados microanálises em três pontos da amostra SC, submetida à cura úmida, apresentada na Figura 6.25a.

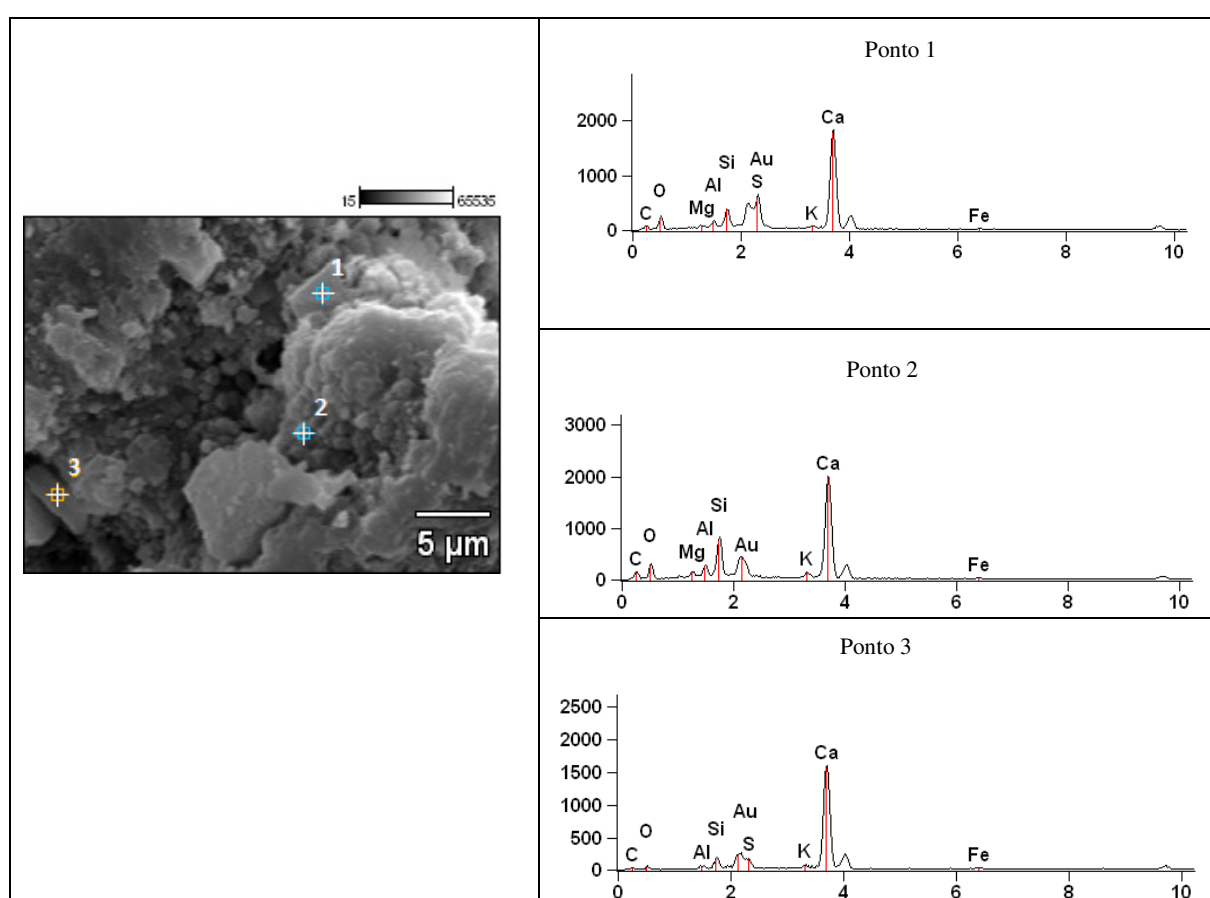


Figura 6.26 – EDS em três pontos da amostra SC, submetida à cura úmida, apresentada na Figura 6.25a.

Entre os elementos dos produtos formados na micrografia da Figura 6.26 destaca-se o Ca, Si, Al, Mg e K, que compõem produtos típicos de hidratação do cimento Portland, como o C-S-H. Nos pontos 1 e 3 observam-se elementos com morfologia de grãos de escória, com dimensão aproximada de 5μm, picos acentuados de Ca, Si, Mg e Al (GLASSER, 1989).

6.6.1.2 Carregamento Central Permanente (CCP)

Na Figura 6.27 observa-se a microestrutura do concreto submetido ao carregamento central permanente em cura úmida por 7 dias e na Figura 6.28 é apresentada a microanálise em três pontos desse mesmo concreto.

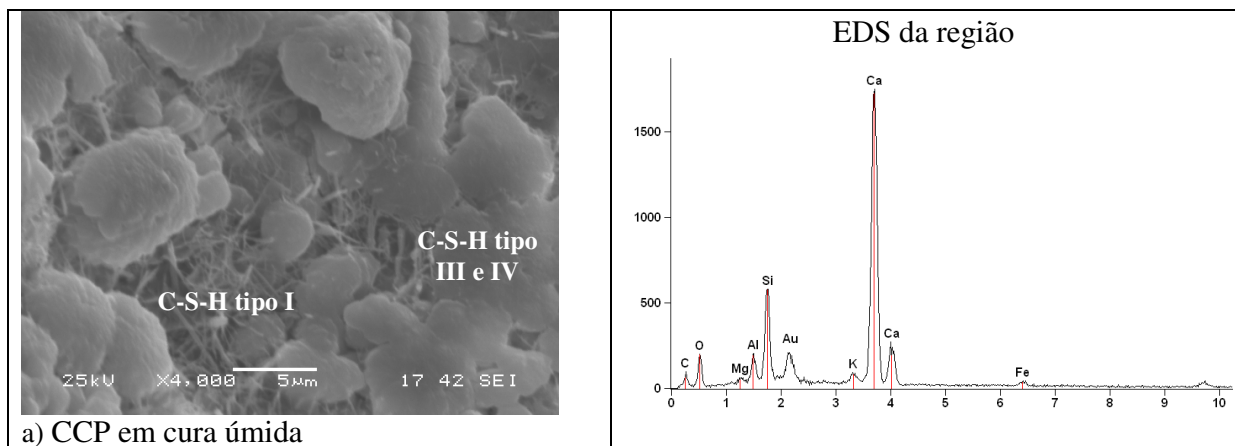


Figura 6.27 – Concreto submetido à cura úmida por 7 dias e carregamento central permanente.

Na imagem da Figura 6.27 observam-se algumas agulhas, mas no EDS o elemento enxofre (S) não está presente para que se configurasse uma etringita. Nesse caso podem ser agulhas de C-S-H, com morfologia fibrosa (Tipo I) (TAYLOR, 1997; GHOSH, 2002). Observam-se também as fases C-S-H tipo III e tipo IV.

Na microanálise detectou-se a presença dos elementos Ca, K, Si, Al, Mg, O e C, que são típicos dos produtos de hidratação do cimento.

A Figura 6.28 apresenta três pontos selecionados do concreto submetido à cura úmida por 7 dias e carregamento central permanente.

Na composição elementar pelo EDS dos três pontos encontram-se os mesmos elementos Ca, Si, Al e Mg.

O C-S-H resultante da hidratação do cimento Portland e da escória de alto-forno apresentam morfologias semelhantes; porém, o grão de escória apresenta elevadas porcentagens de Mg e Al (RICHARDSON, 1999).

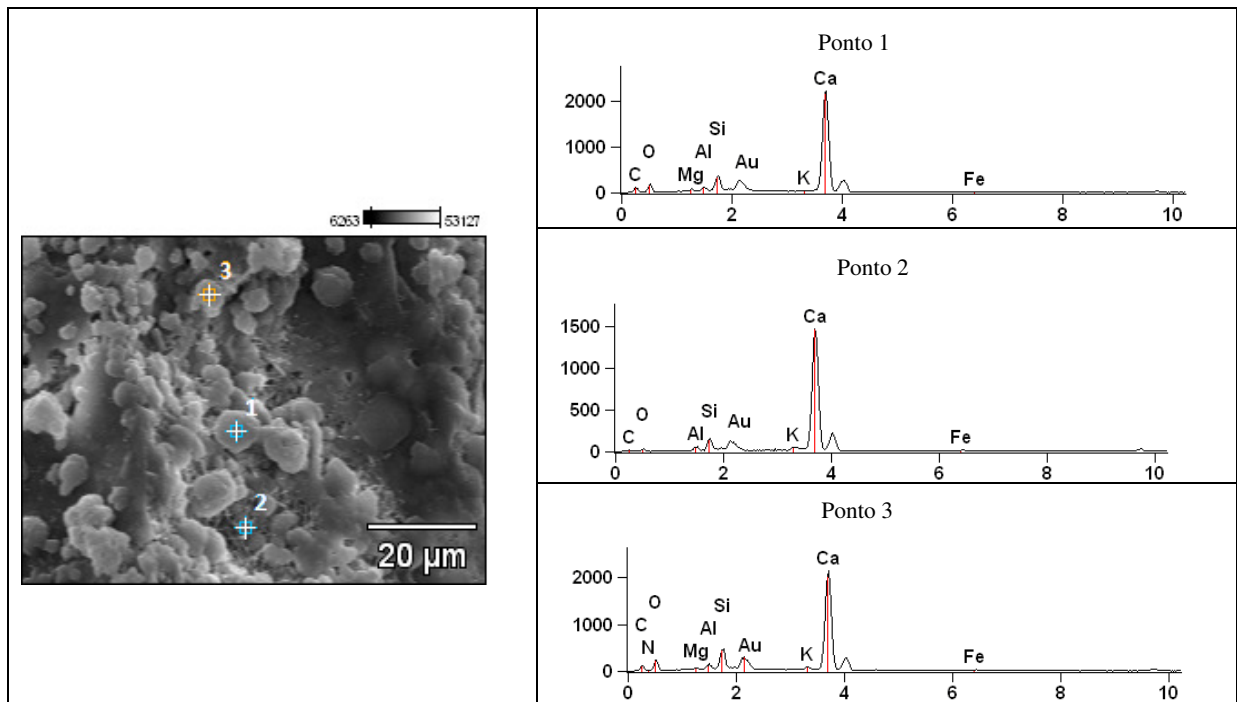


Figura 6.28 – Microanálise EDS em três pontos do concreto sob carregamento central permanente (CCP).

6.6.1.3 Comparação entre as situações de carregamento

Na Figura 6.29 são apresentadas as micrografias de concretos submetidos ao carregamento central permanente e sem carregamento, sob cura úmida por 7 dias.

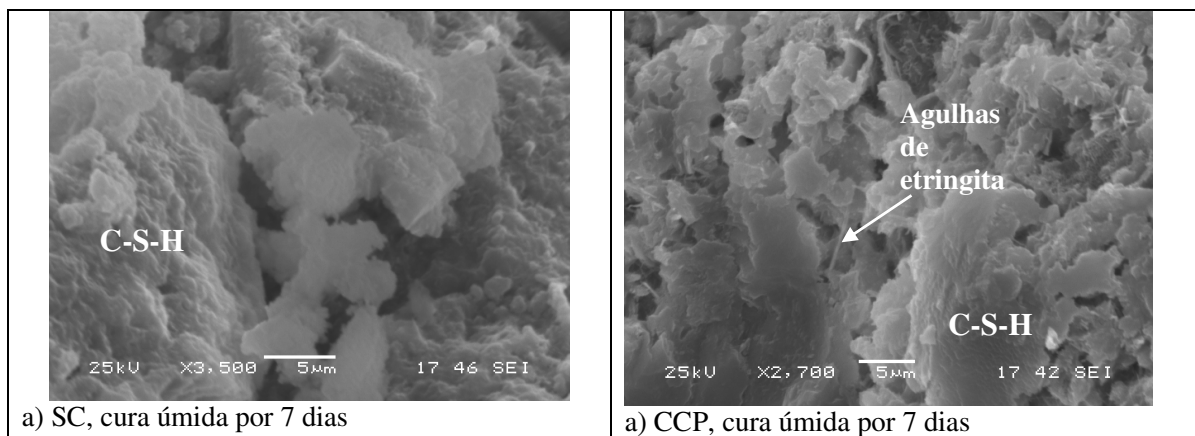


Figura 6.29 – Concretos submetidos à cura úmida por 7 dias: a) concreto sem carregamento (SC); b) concreto sob carregamento central permanente (CCP).

Na comparação entre concretos sem carregamento (SC) e com carregamento central permanente (CCP) (Figura 6.29) observa-se a formação de praticamente os mesmos compostos

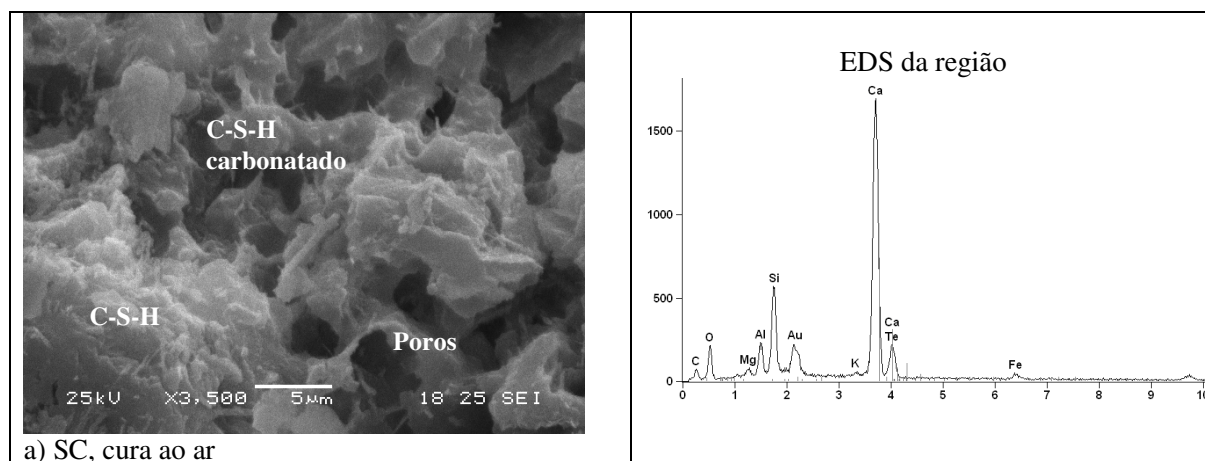
hidratados típicos de C-S-H. Assim, não se notou diferentes produtos de hidratação, nem de diferentes elementos químicos do concreto.

6.6.2 Resultados aos 12 meses de idade

Aos 12 meses de idade foram comparadas amostras sob diferentes condições de carregamento e cura. Primeiro foram separadas e agrupadas micrografias de amostras que sofreram o mesmo tipo de carregamento, independente da cura, depois, foram selecionadas algumas dessas amostras para comparação entre tipos de carregamentos e cura (cura úmida, e cura ao ar).

6.6.2.1 Sem Carregamento (SC)

Na Figura 6.30 e Figura 6.31 são apresentadas as micrografias e as microanálises das amostras sem carregamento, submetidas à cura ao ar e cura úmida por 7 dias, respectivamente.



a) SC, cura ao ar

Figura 6.30 – Amostra de concreto sem carregamento, em cura ao ar.

No concreto sem carregamento em cura ao ar observa-se uma estrutura interna diferente da observada para a cura úmida. A estrutura é mais porosa, com o C-S-H possivelmente carbonatado (Figura 6.30). Castro (2003) encontrou, em misturas submetidas à carbonatação acelerada, uma morfologia semelhante para o C-S-H.

Na Figura 6.31a está presente a típica morfologia das placas de Hidróxido de cálcio e uma fase densa de C-S-H. Gao et al (2005) e Camarini (1995) observaram em seus estudos cristais de Ca(OH)_2 na estrutura do C-S-H. Pode-se observar também nessa micrografia algumas pequenas agulhas de etringita ou C-S-H.

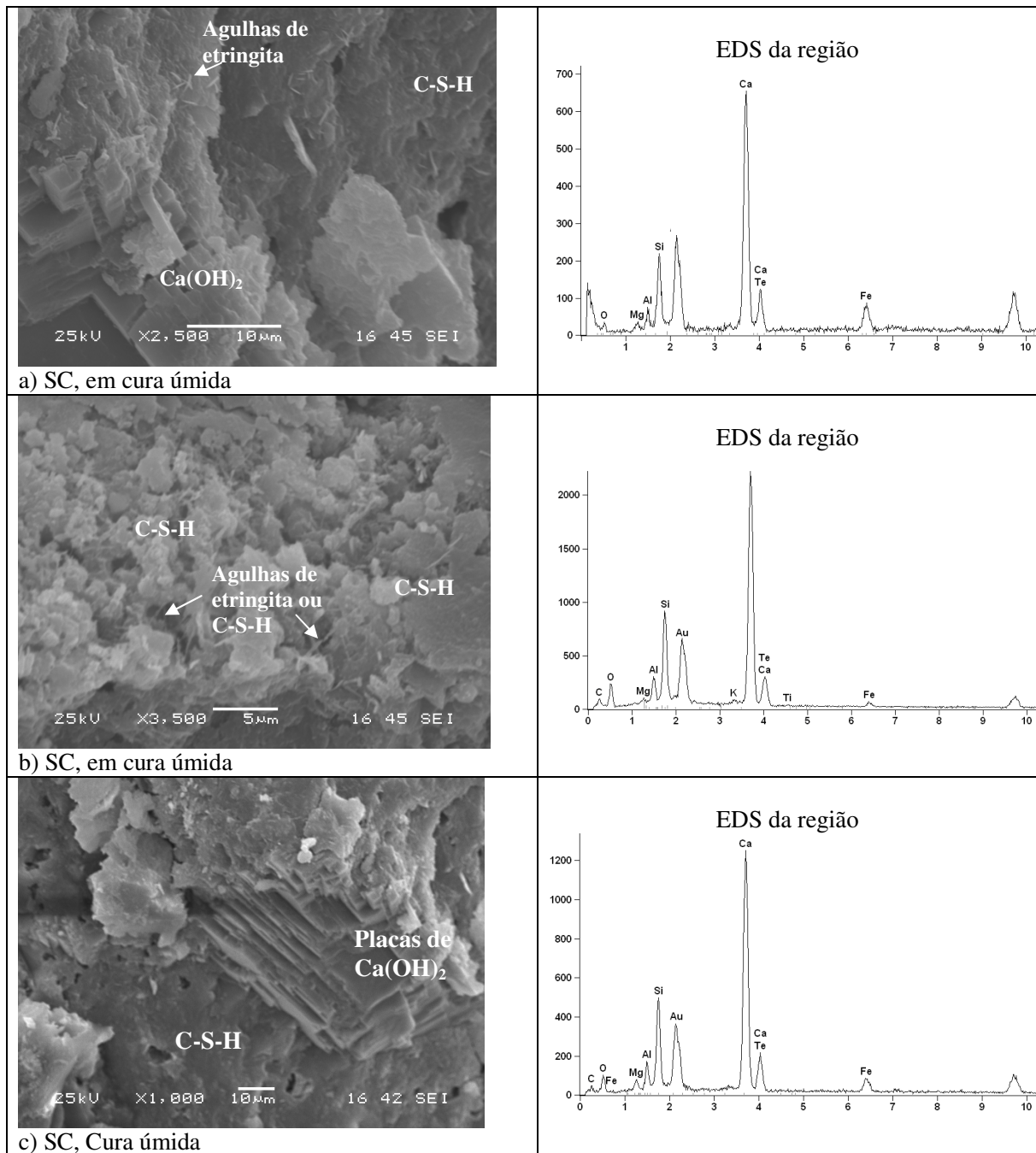


Figura 6.31 – Amostras de concretos sem carregamento, em cura úmida.

Na Figura 6.31b observa-se fases de C-S-H, uma mais densa e outra menos homogênea com algumas pequenas agulhas que podem ser de etringita ou de C-S-H.

Na Figura 6.31c observa-se uma região com a fase C-S-H e placas empilhadas de Ca(OH)_2 . Os compostos hidratados são apresentados nas respectivas micrografias.

6.6.2.2 Carregamento Central de Curta Duração (CCCD)

Na Figura 6.32 são apresentadas micrografias e microanálises de concretos sob carregamento de central de curta duração, em cura úmida.

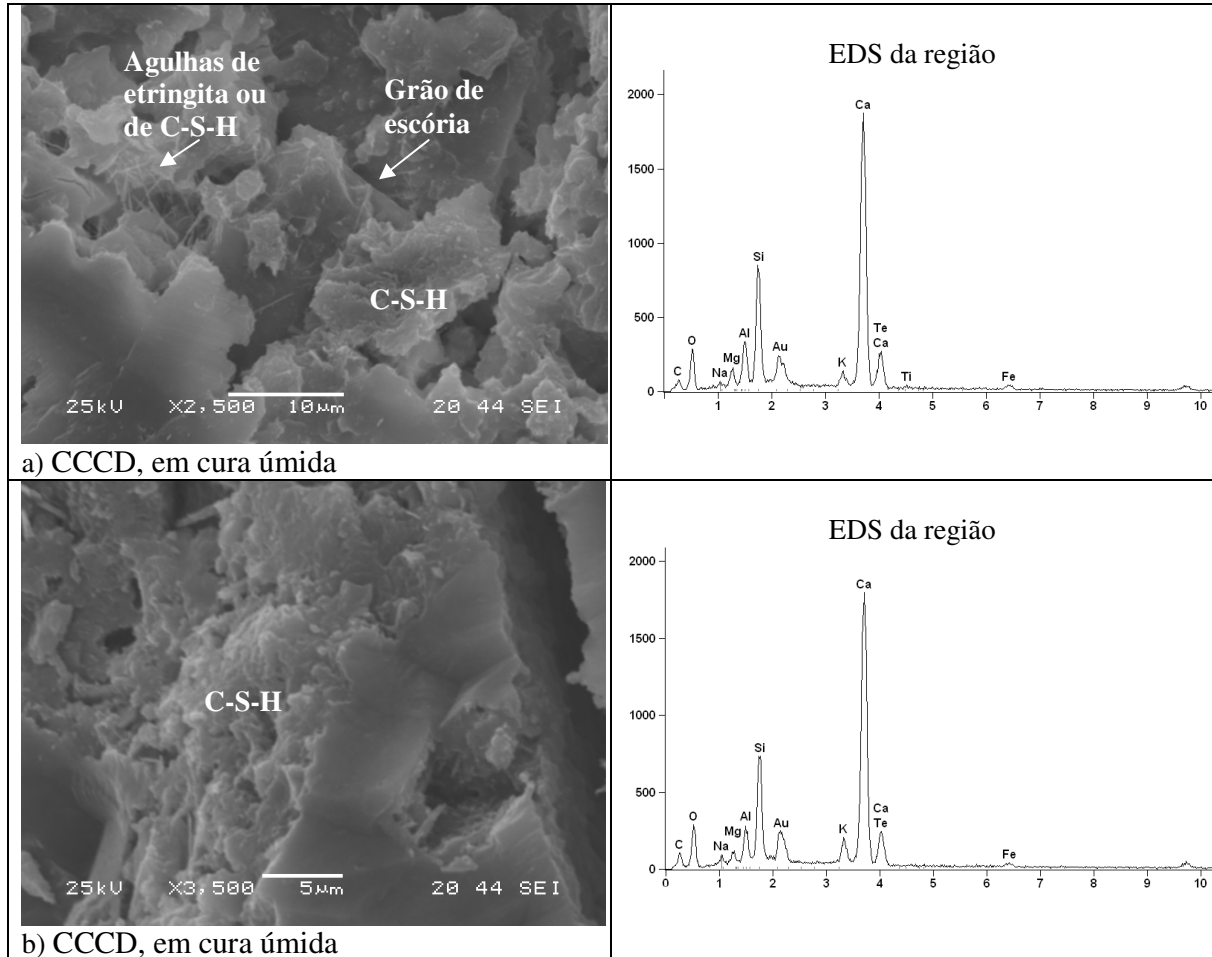


Figura 6.32 – Amostras de concretos sob carregamento de central de curta duração, em cura úmida.

Na análise do agrupamento das amostras de concreto sob carregamento central de curta duração, submetidos à cura úmida por 7 dias, observam-se (figura 6.32) produtos típicos, como a fase C-S-H e agulhas, que podem ser de etringita. Na Figura 6.32a observa-se grãos de escória entre a fase C-S-H, além das agulhas de etringita.

6.6.2.3 Carregamento Central Permanente (CCP)

Na Figura 6.33 são apresentadas as micrografias do concreto submetido ao carregamento central permanente (CCP), em cura ao ar.

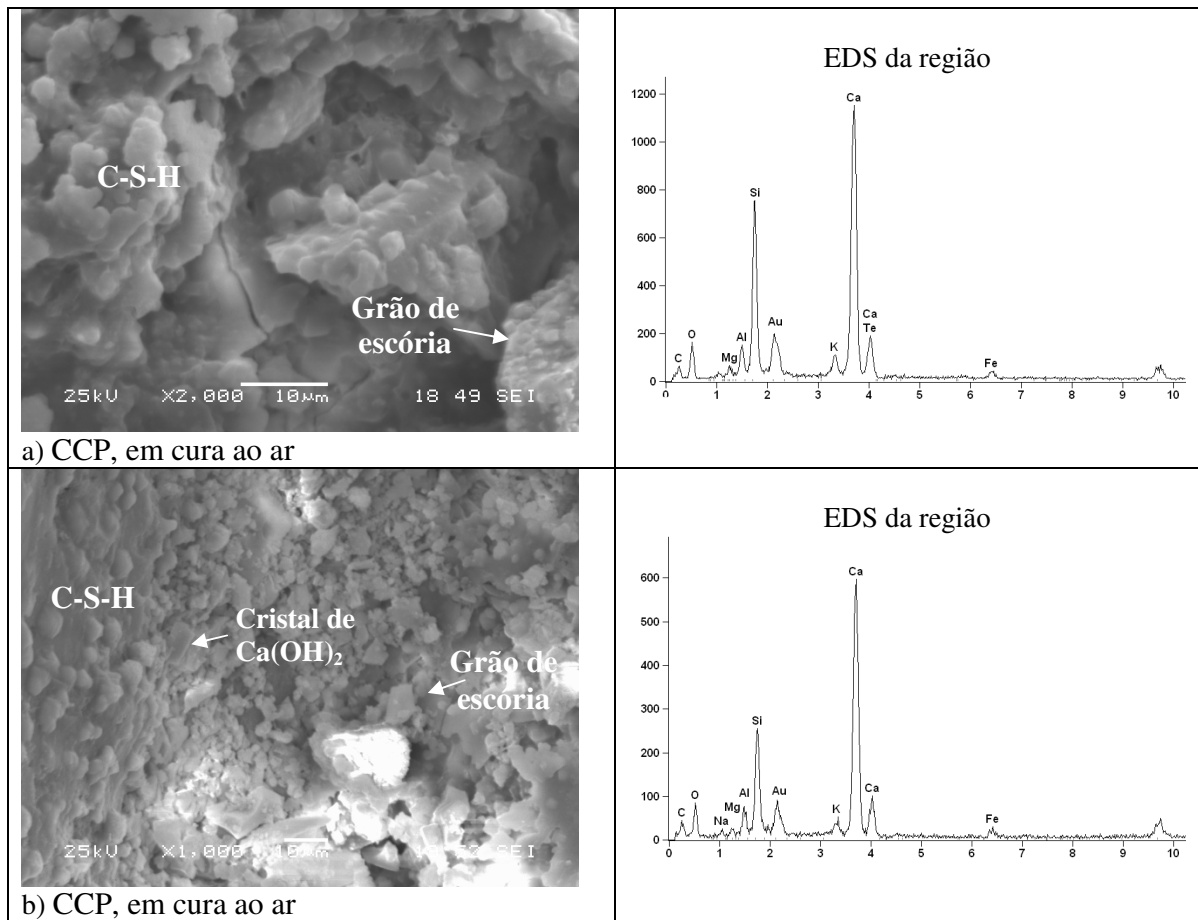


Figura 6.33 – Micrografia e microanálise do concreto sob carregamento central permanente, em cura ao ar.

A micrografia da Figura 6.33a apresenta uma região amorfa, que pode configurar a fase C-S-H, além do grão de escória. Picos elevados de Ca e Si, referentes ao grão de escória, foram encontrados na microanálise. Durante os estágios da hidratação do grão de escória cria-se uma estrutura mais densa, com a formação dos produtos de hidratação e a perda de Si e Ca (GLASSER, 1996). Porém, no caso do concreto apresentado na Figura 6.33, ainda se tem o grão de escória anidro e, conseqüentemente, altos picos de Ca e Si. Esses elementos (cálcio e silício) também foram encontrados nos cristais da escória por Silva (2007).

Na micrografia da Figura 6.33b também são observados os mesmos compostos hidratados da fase C-S-H e grãos de escória. Cristais maciços de Ca(OH)_2 também estão presentes nessa micrografia, com picos menos intensos de Ca e Si que a micrografia anterior, ou seja, o processo de hidratação dos grãos de escória estão mais avançados que na micrografia anterior.

6.6.2.4 Comparação entre as situações de carregamento

a) Concretos sem carregamento (SC) e com carregamento central de curta duração (CCCD)

As micrografias dos concretos sem carregamento (SC) e com carregamento central de curta duração (CCCD) são apresentadas na Figura 6.34.

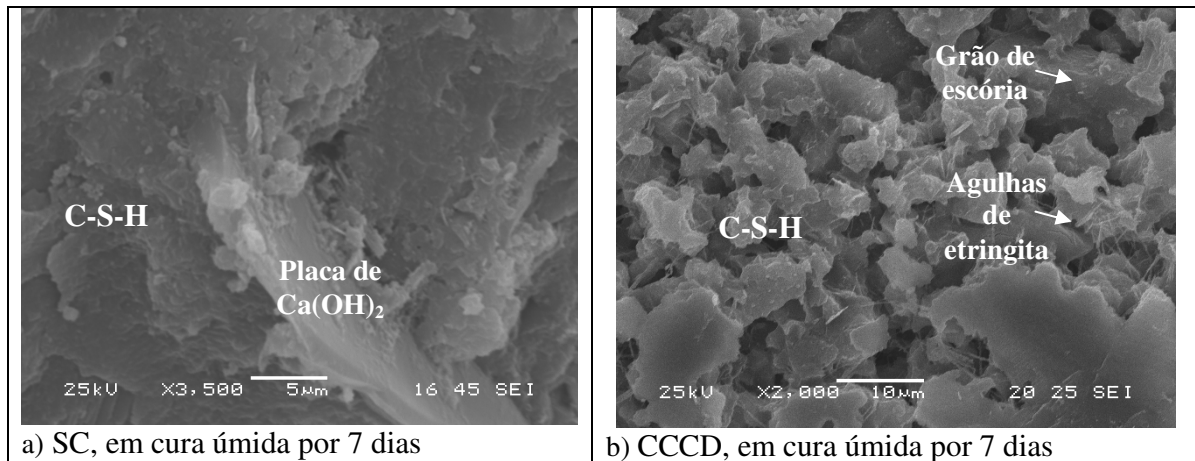


Figura 6.34 – Micrografia do concreto em cura úmida por 7 dias: a) SC e b) CCCD.

Quando comparadas as micrografias da Figura 6.34 observa-se no concreto sem carregamento (Figura 6.34a) a fase de C-S-H densa e uma placa que pode ser de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ disperso na pasta hidratada; porém, em função de sua morfologia acicular, pode ser também um monsulfoaluminato de cálcio hidratado. Na Figura 6.34b nota-se a presença de pequenas agulhas, que podem ser de etringita, além de grãos de escória e a fase C-S-H, que em função de porosidade e morfologia pode estar carbonatado. Em termos gerais, o carregamento não influenciou na formação dos produtos encontrados; no entanto, observa-se que a amostra sob CCCD é mais porosa do que a sem carregamento - fato que provavelmente não ocorra em função do carregamento aplicado.

b) Concretos sem carregamento (SC) e com carregamento central permanente (CCP)

Na Figura 6.35 observa-se a comparação entre os concretos sem carregamento e com carregamento central permanente, ambas submetidas à cura ao ar.

A fase C-S-H está presente em ambos os concretos. Nas duas situações percebem-se grãos de escória, que foram encontrados principalmente em amostras submetida à cura ao ar. Ao longo do tempo a quantidade de cimento que não foi hidratado diminui; porém, até os 12 meses de idade eles foram encontrados nos concretos estudados. Em termos gerais, não foram encontrados

compostos diferentes entre as situações de carregamento, além daqueles que compõem os produtos de hidratação do cimento.

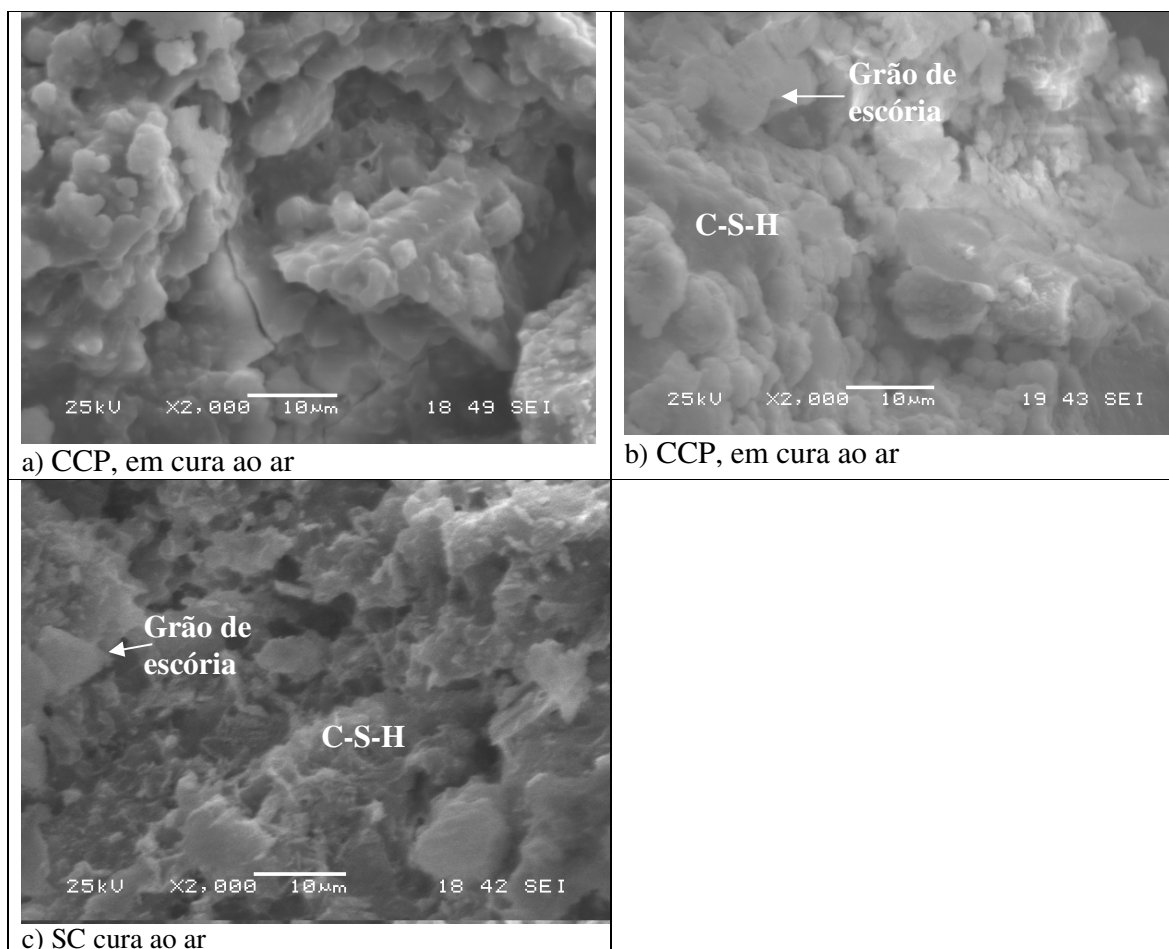


Figura 6.35 – Micrografias do concreto em cura ao ar: a) CCP; b) CCP e c) SC.

Como apresentado na literatura, os principais produtos formados na hidratação do cimento são C-S-H, Ca(OH)_2 e monossulfato de alumínio. A fase C-S-H foi encontrada em todos os concretos, nas situações de carregamento e sem carregamento. Ao longo do tempo a escória tem formado uma zona hidratada que se torna mais densa e envolve o Ca(OH)_2 e o monossulfato de alumínio. A porosidade parece ter sido influenciada principalmente pela cura, pois nos concretos em cura ao ar observou-se uma porosidade maior em comparação ao concreto em cura úmida, além da formação do C-S-H carbonatado. Além da fase C-S-H, esteve presente em menor quantidade, o Ca(OH)_2 e o monossulfato de alumínio.

Até os doze meses de idade não se adverte a influência do carregamento e, conseqüentemente, da abertura de fissuras na microestrutura do concreto estudado, pois nas

micrografias apresentadas e que são as representativas de cada situação de carregamento e sem carregamento, foram encontrados apenas compostos hidratados do cimento de alto-forno.

6.6.3 Resultados aos 18 meses de idade

A seguir serão apresentadas as micrografias e as microanálises das amostras de concreto submetido aos diferentes tipos de carregamento e de cura, com algumas comparações entre essas micrografias.

6.6.3.1 Sem Carregamento (SC)

Na Figura 6.36 são exibidas as micrografias e microanálises das amostras sem carregamento, tanto em cura úmida, quanto ao ar.

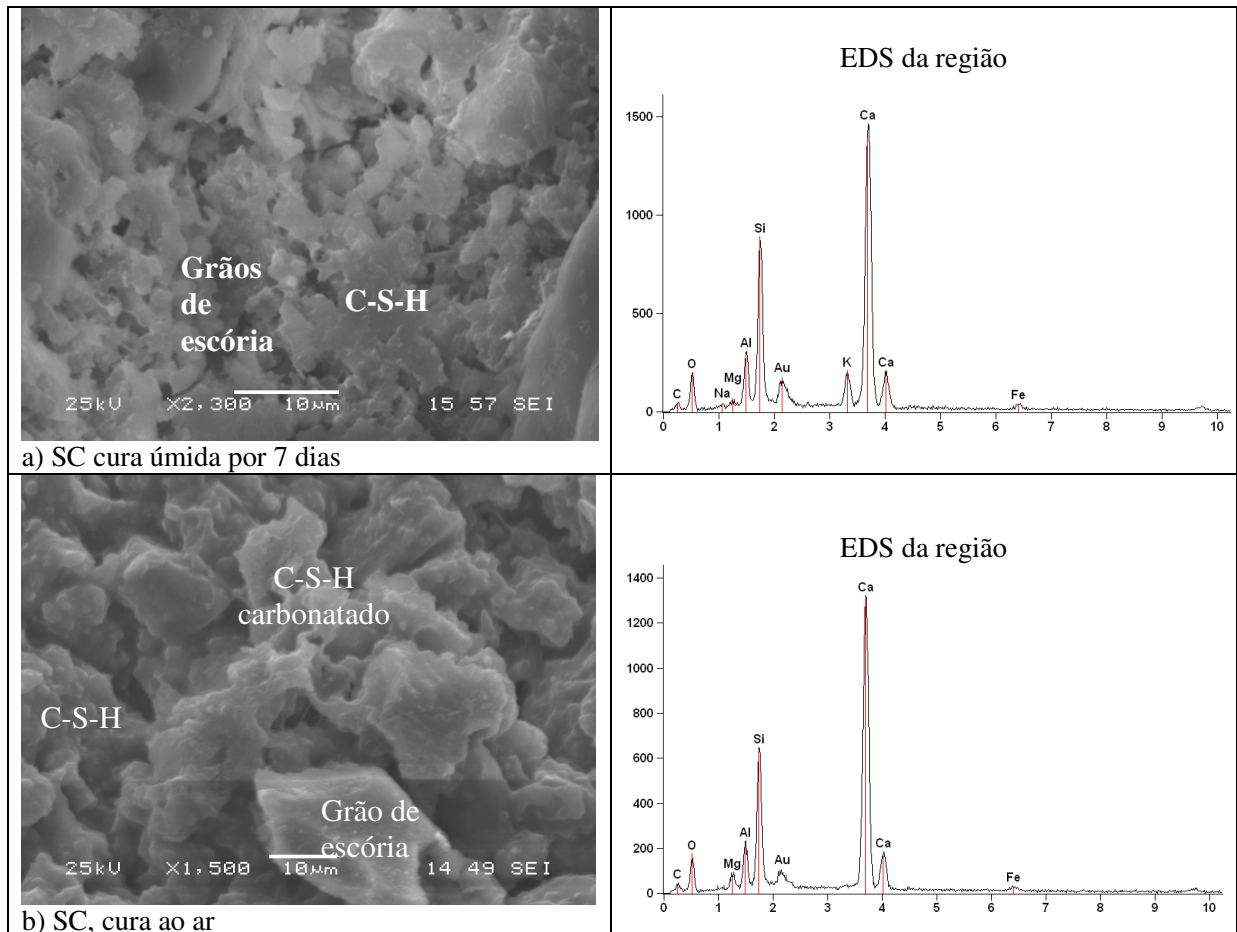


Figura 6.36 – Micrografias e microanálises das amostras sem carregamento, sob cura úmida e cura ao ar.

Na Figura 6.36a, onde o concreto foi submetido à cura úmida, observa-se a fase C-S-H e

pequenos grãos de escória. Ao comparar os concretos sem carregamento sob os tipos de cura observa-se, na Figura 6.36b, grãos de escória em meio a fase C-S-H e uma pequena área carbonatada. Assim, aos 18 meses os concretos submetidos à cura ao ar e cura úmida por 7 dias apresentaram grãos de escória e a fase C-S-H; porém, em cura ao ar já se observa pequenas regiões carbonatadas. Com base nos resultados obtidos adverte-se a importância do período mínimo de cura 7 dias, principalmente quando se utiliza cimentos com adições minerais, em que a duração dessa atividade é necessária (ÇAKIR, AKÖZ; 2006).

6.6.3.2 Carregamento Central de Curta Duração (CCCD)

Na Figura 6.37 são expostas as micrografias das amostras submetidas ao carregamento central de curta duração.

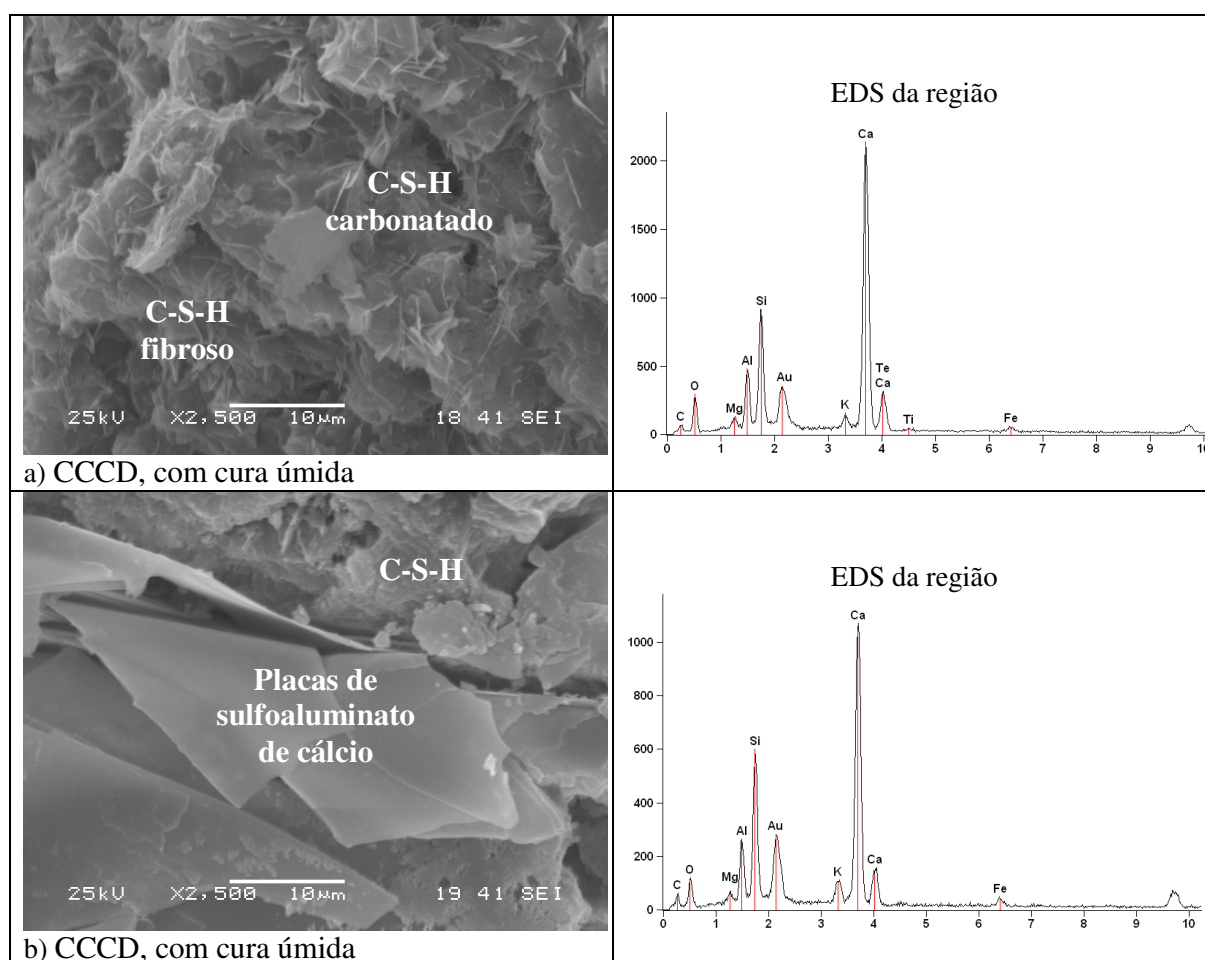


Figura 6.37 – Micrografias e microanálises do concreto com carregamento central de curta duração, sob cura úmida por 7 dias.

Ao analisar as micrografias da Figura 6.37a, com seus respectivos EDS atenta-se para altas porcentagens de C, O, Ca e baixa porcentagem de Si, que pode configurar um C-S-H carbonatado. As agulhas provavelmente são de C-S-H, o qual apresenta morfologia fibrosa.

Na Figura 6.37b observam-se grandes placas com espessura fina, que poderiam a priori configurar Ca(OH)_2 , porém, nesse caso, configura-se placas de monosulfoaluminato de cálcio. Algumas características dessa fase podem se observadas na micrografia da Figura 6.37b, como o fato dessas placas não estarem empilhadas e sim agrupadas por ligações face e aresta. Nota-se também que essas placas estão sobre uma fase de C-S-H mais densa (BAROGHUEL-BOUNY, 1994).

6.6.3.3 Carregamento Central Permanente (CCP)

São apresentadas na Figura 6.38 as micrografias e microanálises das amostras sob carregamento central permanente, com cura úmida por 7 dias. As morfologias dos compostos hidratados observadas podem configurar produtos de deterioração, formados a partir da névoa salina e/ou carbonatação natural, com morfologia de plaquetas, identificada como Calcita (CaCO_3) ou com forma romboédrica ou bastões hexagonais (REGOURD, 1980).

A morfologia do carbonato de cálcio pode ser influenciada pela porosidade e distribuição de tamanho dos poros, resultado da hidratação inicial da mistura, a qual é fortemente influenciado pela cura nas primeiras idades do concreto.

De acordo com Kropp (1995) a carbonatação pode reduzir significativamente a permeabilidade da camada de cobrimento, pois as reações ocorridas modificam a estrutura do poro da matriz da pasta de cimento, fornecendo importantes vias de conexão para entrada de agentes agressivos. Porém, a concentração de CO_2 na atmosfera, assim como a proporção de íons cloreto liberados para a solução dos poros, rege essa mudança significativa da mineralogia e da estrutura dos poros da fase sólida da pasta, ocasionando o processo de deterioração do material (ANSTICE et al, 2005).

Os estudos voltados à carbonatação do concreto utilizam muitas vezes processos de envelhecimento acelerado em câmara de carbonatação, o que pode conseqüentemente resultar na formação de carbonato de cálcio com morfologia diferente do envelhecimento natural em ambiente externo. Nesse sentido, estudos que estejam mais voltados para a realidade das obras,

uma vez que a morfologia dos produtos formados pode influenciar na durabilidade do material, são de grande importância.

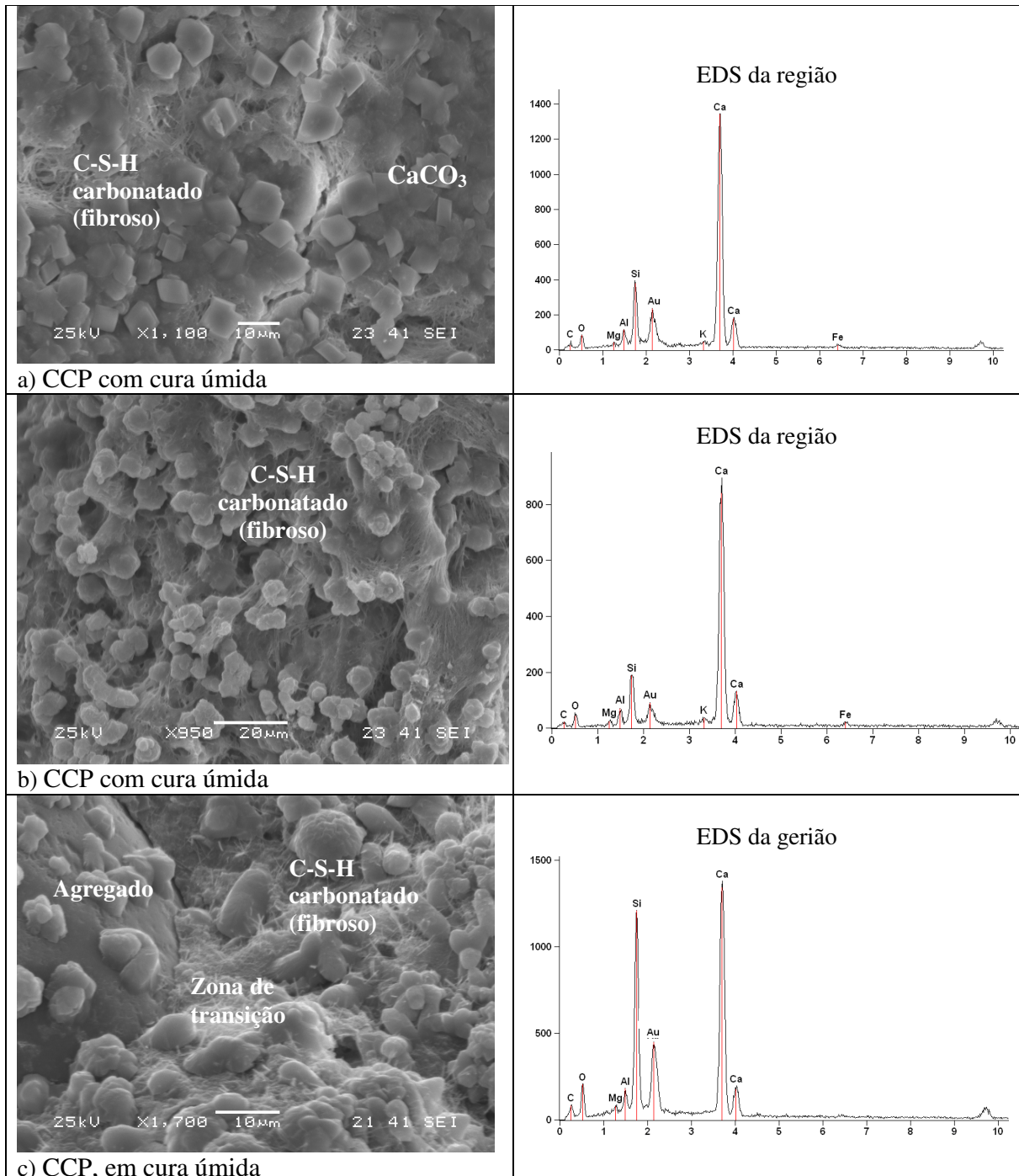


Figura 6.38 – Micrografias e microanálises das amostras de concreto com carregamento central permanente, sob cura úmida por 7 dias.

Na Figura 6.38a há formação de CaCO_3 em forma cúbica e ortorrômbica. Castro (2003)

presenciou, em seu estudo sobre carbonatação em concretos com adições minerais, morfologias semelhantes para o carbonato de cálcio. Além dessa forma cúbica, pode-se notar também o C-S-H carbonatado com uma região fibrosa.

Na Figura 6.38b visualiza-se uma região quase toda fibrosa configurando um C-S-H carbonatado. E, na Figura 6.38c, também se observa a formação do C-S-H carbonatado; porém, nesse caso, na zona de transição entre o agregado e a pasta.

A morfologia dos produtos de deterioração por carbonatação e cloretos - em especial o CaCO_3 - pode mudar, pois ela é influenciada por alguns fatores, como a velocidade de formação do carbonato, que está relacionada com a velocidade de difusão do CO_2 . Silva e colaboradores (2006) verificaram em seu estudo que a morfologia do CaCO_3 pode variar em função da pressão do gás (CO_2) na amostra de concreto, ou seja, diminuindo a velocidade de difusão do CO_2 e conseqüentemente a velocidade de formação do carbonato, mais bem definidas serão as morfologias cristalinas do carbonato de cálcio.

A Figura 6.39 mostra as micrografias e EDS da amostra do concreto com carregamento central permanente, sob cura ao ar.

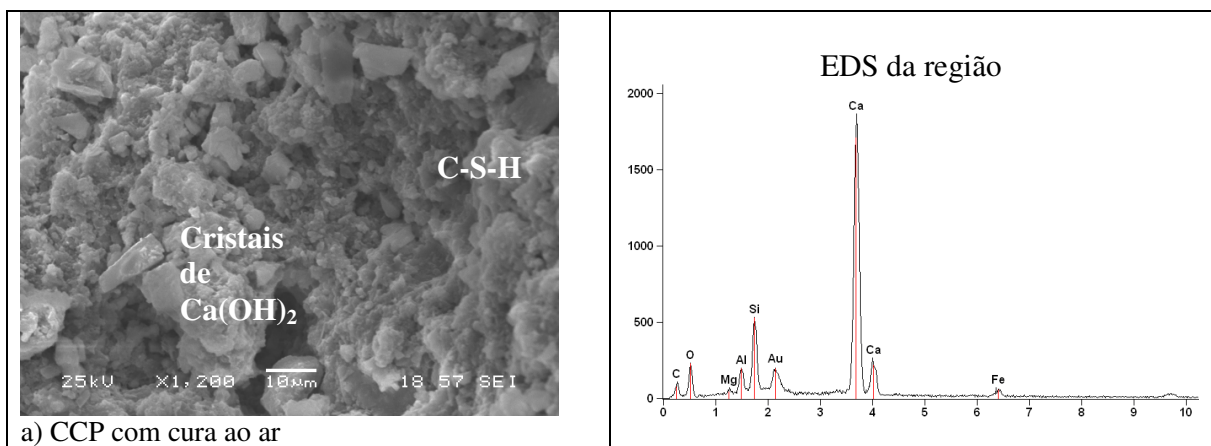
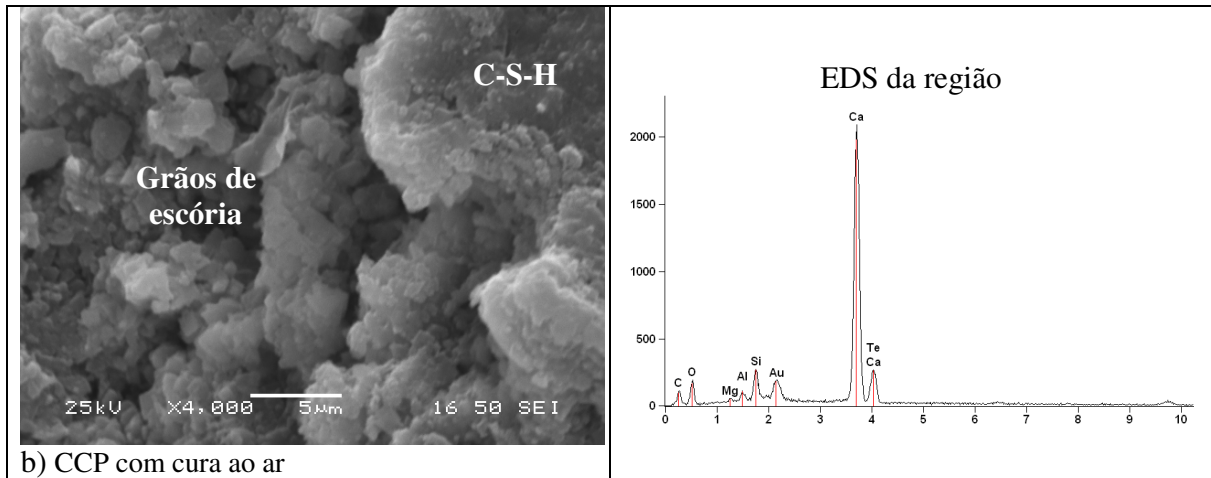


Figura 6.39 – Micrografia e microanálise de amostra do concreto com CCP, sob cura ao ar.

Observam-se na Figura 6.39 produtos com forma de cristais de Ca(OH)_2 e grãos de escória. A fase C-S-H também pode ser vista. Silva (2007) encontrou em seu trabalho partículas de escória, com cristais de Ca(OH)_2 e sobre produtos de hidratação (C-S-H), com elevado picos de Ca e Si. O que também pode ser notado no EDS das micrografias da Figura 6.39 e Figura 6.40.



b) CCP com cura ao ar

Figura 6.40 – Micrografia e microanálise do concreto com carregamento central permanente, sob cura ao ar.

6.6.3.4 Comparação entre as situações de carregamento

A Figura 6.41 apresenta as micrografias de amostras de concreto submetidas às três situações de carregamento (SC, CCCD, CCP).

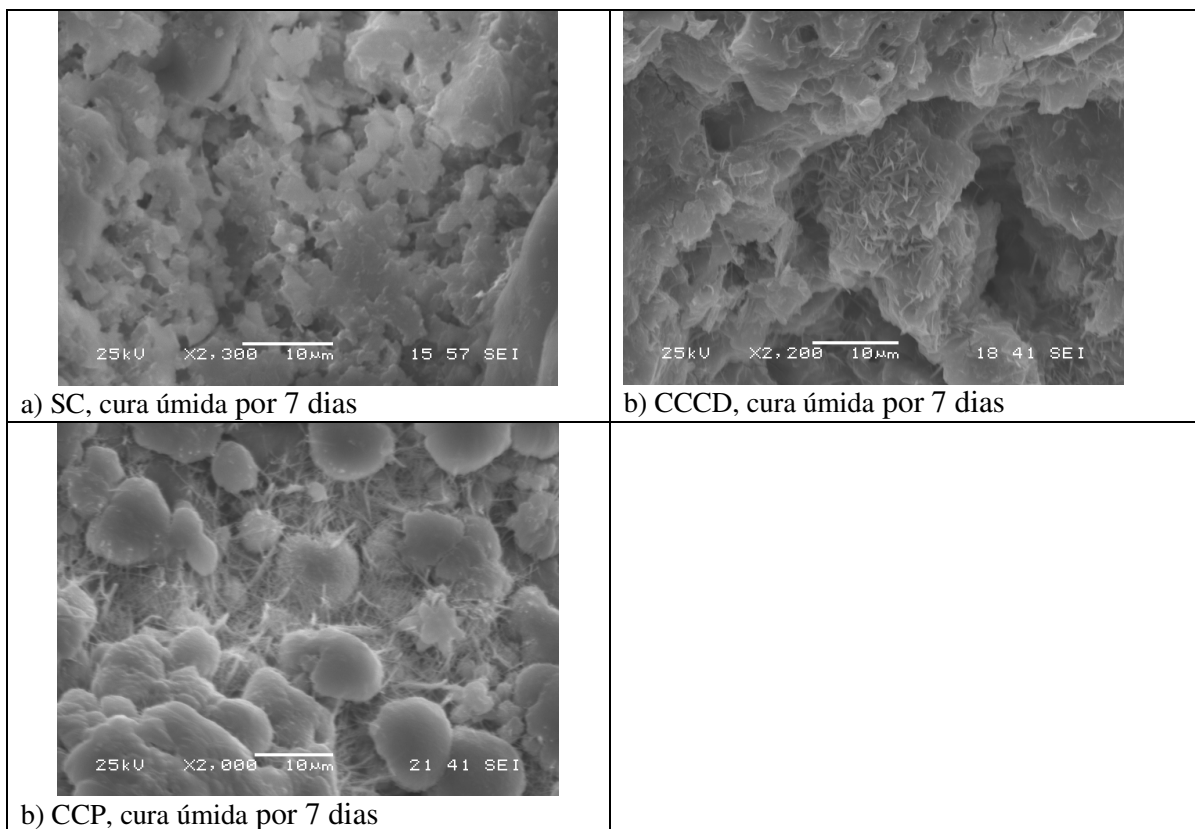


Figura 6.41 – Micrografias dos concretos submetidos à cura úmida por 7 dias e sob a ação dos carregamentos: a) SC; b) CCCD e c) CCP.

Em termos gerais, os concretos apresentam certa porosidade. A fase C-S-H pode ser visualizada nos concretos submetidos às situações de carregamento e sem carregamento. No primeiro caso (sem carregamento) o C-S-H tem morfologia amorfa, enquanto que no concreto submetido ao carregamento de curta duração verifica-se que além da morfologia fibrosa, com uma substituição gradativa dessa morfologia fibrilar por uma denominada por Richardson (1999) de folha ou lâminas e no concreto com carregamento central permanente observa-se tanto o C-S-H tipos III e IV, quanto o tipo I.

Ao comparar esses concretos, observa-se naqueles submetidos ao carregamento, principalmente carregamento central permanente uma grande quantidade de agulhas, além dos outros produtos hidratados formados (C-S-H).

Essas agulhas em grande quantidade na amostra submetida a CCP, podem ser tanto de etringita, devido à hidratação tardia do cimento, quanto de C-S-H ou compostos provenientes da ação de névoa salina (REGOURD et al, 1980). Nesse caso, a abertura de fissuras pode ter propiciado a entrada de agentes agressivos modificando a estrutura interna do concreto fissurado, uma vez que nos concretos sem carregamento não se notavam esses produtos.

6.6.4 Resultados aos 24 meses de idade

6.6.4.1 Sem Carregamento (SC)

Na Figura 6.42 são apresentadas as micrografias e microanálises das amostras de concreto sem carregamento, submetidas à cura úmida por 7 dias.

Na Figura 6.42a nota-se a presença de possíveis placas de Ca(OH)_2 e C-S-H. Na Figura 6.42b observam-se uma fase mais densa de C-S-H, com pilhas de Ca(OH)_2 , e um fragmento de agregado.

Como verificado na literatura, a fase correspondente ao Ca(OH)_2 mantém a alta alcalinidade do sistema, preservando a estabilidade do C-S-H e do concreto de cobrimento (BAROGHEL-BOUNY, 1994; MEHTA; MONTEIRO, 2008).

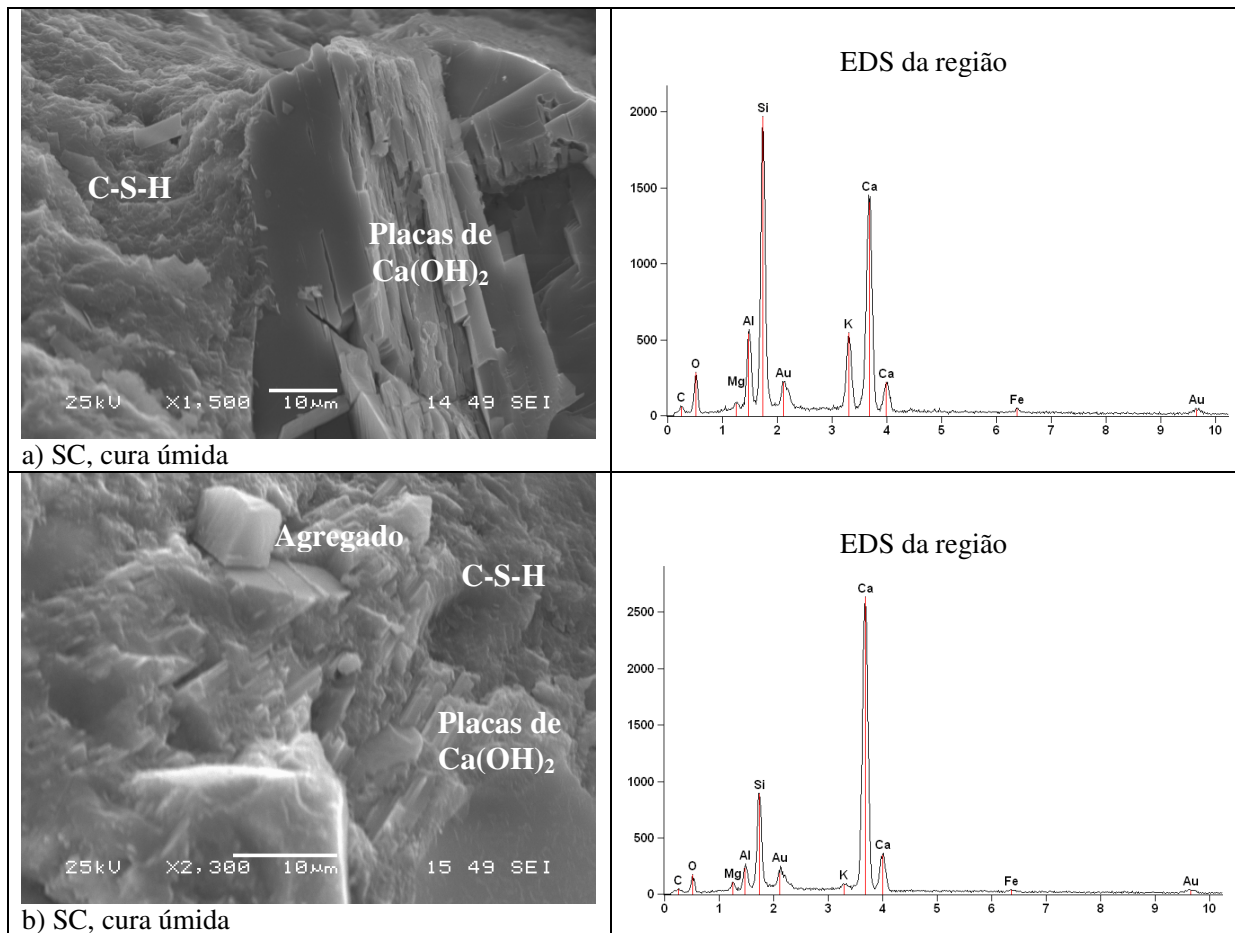


Figura 6.42 – Micrografias e microanálises das amostras de concreto sem carregamento, sob cura úmida.

Como apresenta a Figura 6.42, nas amostras referentes à cura ao ar, compostos como CaCO_3 e com estruturas fibrosas que podem configurar o C-S-H carbonatado, são indicativo de que ocorreu a carbonatação do concreto. Essa morfologia também foi encontrada por Castro (2003).

De acordo com Sarkar e colaboradores (2001) a carbonatação dos cristais de Ca(OH)_2 e C-S-H pela ação do CO_2 reduz as propriedades da pasta, produzindo uma pasta mais porosa.

Na Figura 6.43 são apresentadas as micrografias e microanálises das amostras de concreto sem carregamento, submetidas à cura ao ar.

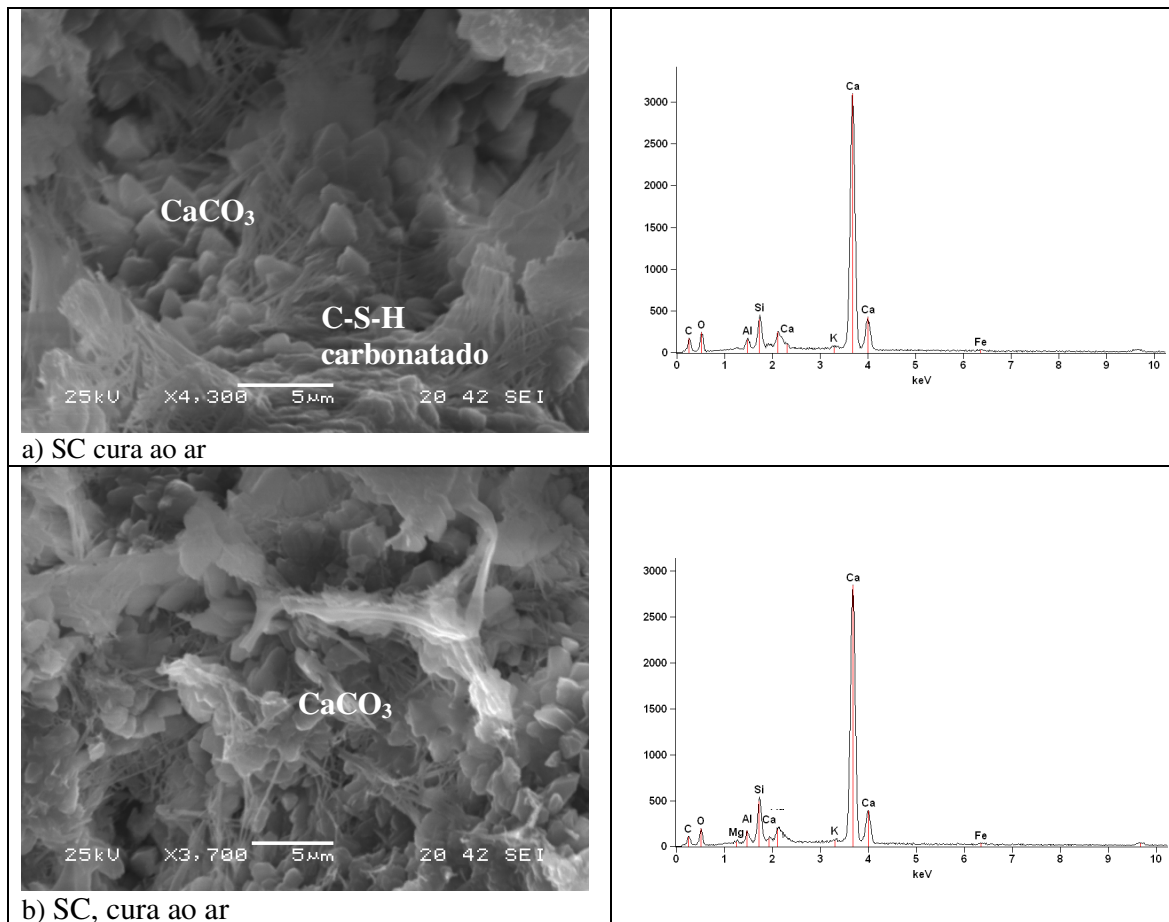


Figura 6.43 – Micrografias e microanálises das amostras de concreto sem carregamento, sob cura ao ar.

Ao comparar os concretos submetidos à cura ao ar em relação cura úmida observa-se na primeira situação (cura úmida por 7 dias) somente produtos de hidratação do cimento, como o C-S-H e o $\text{Ca}(\text{OH})_2$, que surgiu em forma de placas empilhadas. Porém, ao analisar o concreto submetido à cura ao ar, adverte-se a formação do CaCO_3 , em forma de escamas, além de estruturas fibrosas carbonatadas. Assim reconhece-se a importância da cura nas primeiras idades para se obter um concreto menos poroso e menos permeável, portanto, mais resistente a entrada de agentes agressivos.

6.6.4.2 Carregamento Central de Curta Duração (CCCD)

Na Figura 6.44 e Figura 6.45 são exibidas as micrografias e EDS dos concretos submetidos ao carregamento central de curta duração, submetidos à cura úmida por 7 dias e cura ao ar, respectivamente.

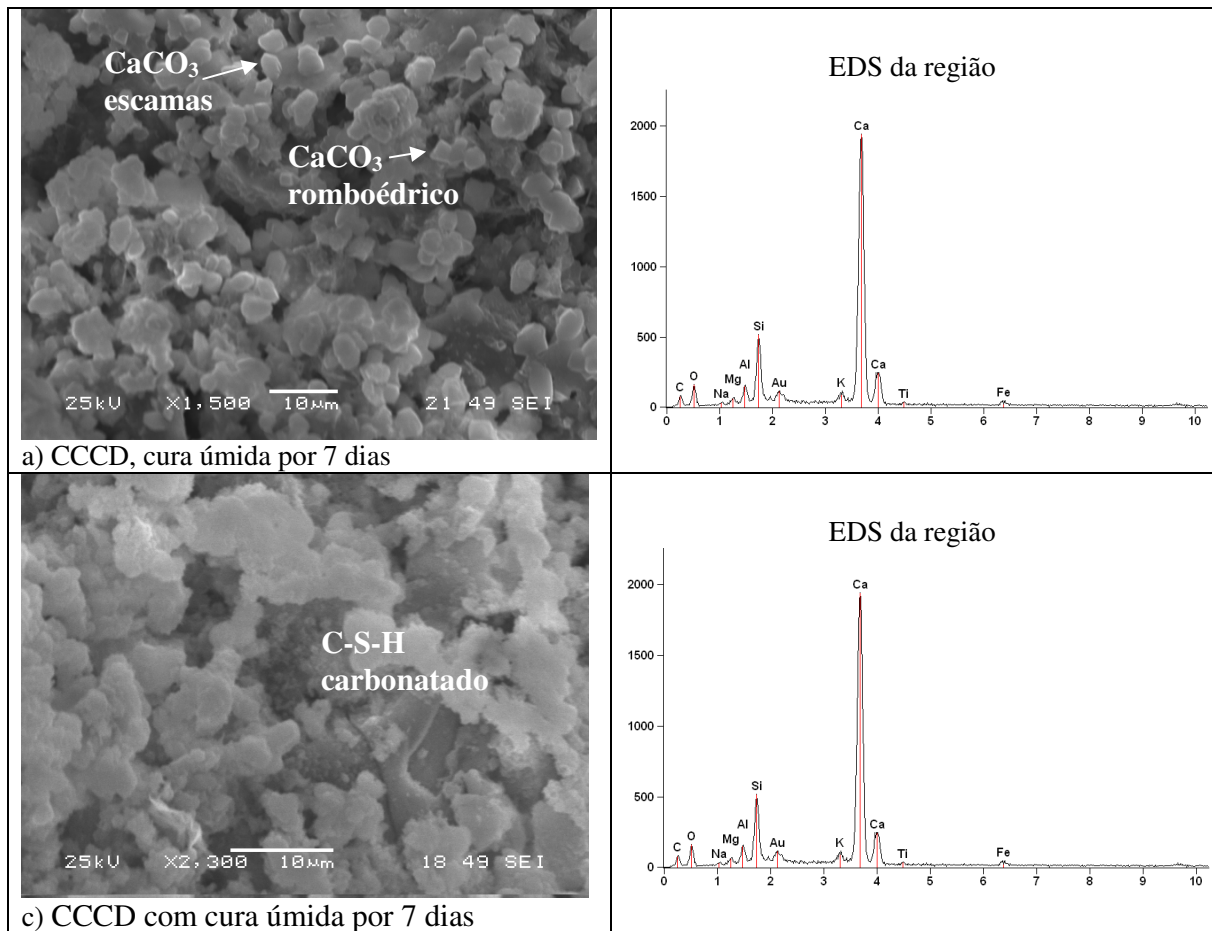


Figura 6.44 – Micrografias e microanálises das amostras de concretos submetidos ao carregamento central de curta duração, sob cura úmida por 7 dias.

Na Figura 6.44a pode-se observar a formação do carbonato de cálcio na forma de cristais romboédricos e em forma de escamas, sobre um C-S-H poroso e possivelmente carbonatado. A micrografia da Figura 6.44b revela o C-S-H carbonatado.

Em ambos os concretos, os compostos hidratados formados, tanto em cura úmida por 7 dias quanto em cura ao ar (Figura 6.44 e Figura 6.45), observa-se a presença de carbonato de cálcio (CaCO₃), com morfologias distintas sobre C-S-H que também já pode estar em processo de modificação pela ação do tempo devido a sua porosidade elevada.

A fase C-S-H porosa e a formação de CaCO₃ está indicada na Figura 6.45a. Na Figura 6.45b demonstra o C-S-H de uma forma mais densa, com poucas agulhas e carbonato de cálcio. Sakar e colaboradores (2001) observaram em seu estudo CaCO₃ em forma de escamas também;

porém, em grande quantidade.

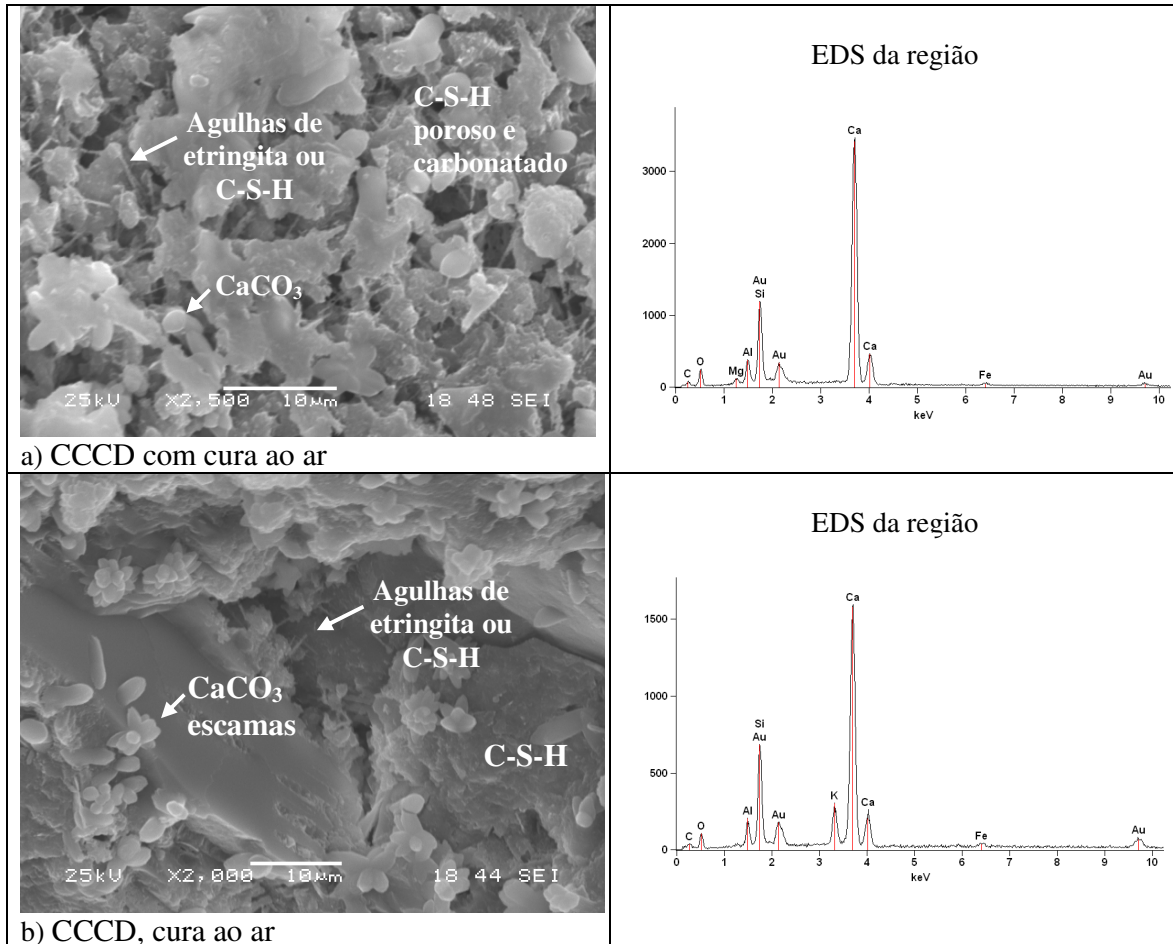


Figura 6.45 – Micrografias e microanálises das amostras de concreto com carregamento central de curta duração, sob cura ao ar.

Na Figura 6.45 observam-se também pequenas agulhas que podem ser de C-S-H ou de etringita. Agulhas de etringita nesse caso podem ocorrer devido os grãos de escória ou clínquer que se hidrataram ao longo do tempo ou de forma tardia, por não terem passado pelo processo de hidratação nas primeiras idades do concreto. Esse fato ocorreu nos concretos em cura ao ar (Figura 6.45), onde não houve a contribuição da cura nas idades iniciais de hidratação do cimento.

6.6.4.3 Carregamento Central Permanente (CCP)

Nas Figuras 6.46 estão demonstradas as micrografias e microanálises dos concretos submetidos ao carregamento central permanente (CCP), submetidos à cura úmida por 7 dias.

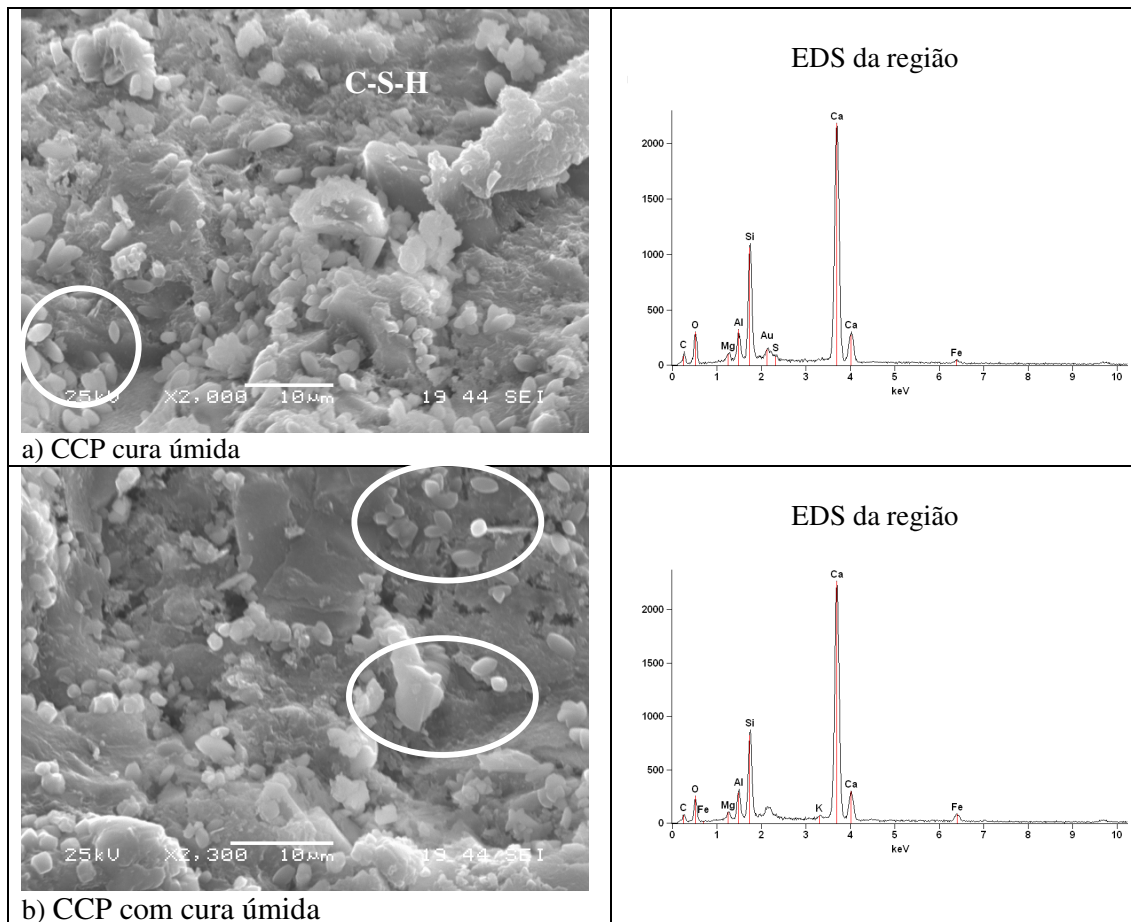


Figura 6.46 – Micrografias e microanálises dos concretos com carregamento central permanente, submetidos à cura úmida por 7 dias.

Nos concretos com cura úmida (Figura 6.46) observam-se áreas com uma microestrutura mais densa, com diferentes morfologias de $\text{Ca}(\text{CO})_3$; porém, alguns dos produtos que chamaram atenção, e que estão em destaque nessas micrografias. Por sua morfologia podem configurar matéria orgânica, sendo provavelmente microorganismos (RIBAS SILVA, 1996). Porém, para se confirmar essa hipótese seria necessária uma análise microbiológica, que não foi realizada por não ser objeto desse estudo. Nesse caso, a fissura induzida por carregamento poderia ter propiciado a entrada desses microorganismos, uma vez que não foram observados nos concretos com SC e CCCD.

Nas Figuras 6.47 estão demonstradas as micrografias e microanálises dos concretos submetidos ao carregamento central permanente (CCP), submetidos à cura ao ar.

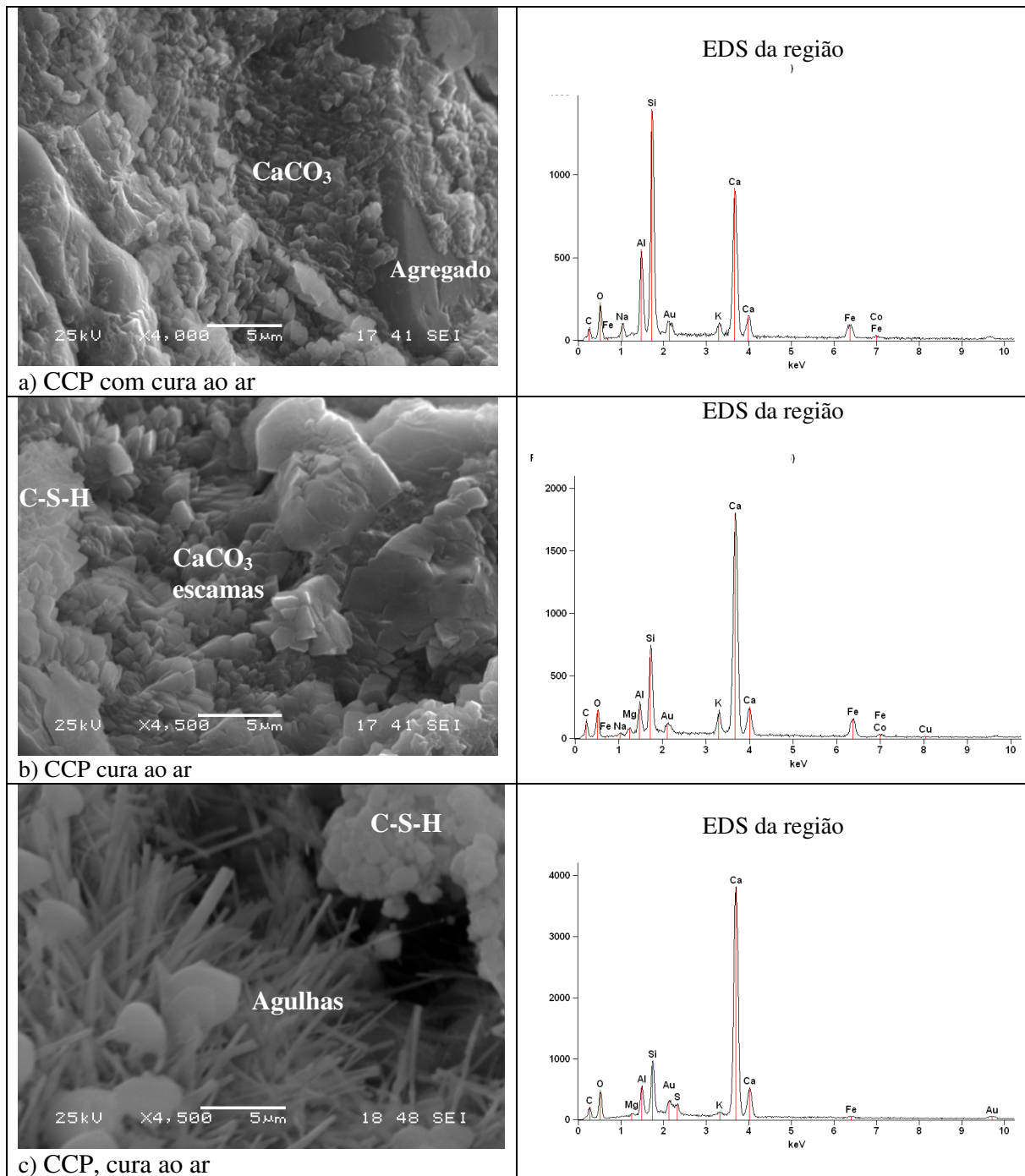


Figura 6.47 – Micrografias e microanálises dos concretos com carregamento central permanente, sob cura ao ar.

No caso das amostras do concreto submetido à cura ao ar, há uma quantidade maior de CaCO_3 , com morfologias tipo escamas (Figura 6.47a), sobre um agregado. Na Figura 6.47b nota-se também uma grande quantidade de carbonato de cálcio, em forma de escamas e a fase C-S-H

densa. A Figura 6.47c indica uma grande quantidade de agulhas, que podem configurar etringita primária (cimento que hidratou em idades avançadas) ou de C-S-H.

O que se entende das micrografias sob cura ao ar é que aos 24 meses, independente do carregamento, as amostras apresentaram morfologias de compostos, como CaCO_3 e o C-S-H carbonatado, indicativo que houve carbonatação na camada superficial do concreto.

O concreto exposto ao ambiente marinho apresenta vários tipos de deterioração, tanto química quanto física. A água do mar contém íons dissolvidos, como Cl^- , CO_3^{2-} , SO_4^{2-} , Mg^{2+} que são deletérios para o concreto. Em zonas de névoa salina/respingos há a formação de CaCO_3 , com morfologia ilustrada na Figura 6.47a (SARKAR et al, 2001). A micrografia da Figura 6.47b revela produtos de carbonatação em forma de escamas, as quais também são morfologias de CaCO_3 , conforme observado na literatura.

Em termos gerais percebe-se que, na situação de cura ao ar, compostos carbonatados são formados, tanto para as situações de carregamento quanto para os concretos sem carregamento. Esse fato corrobora a importância da cura no período inicial de hidratação do concreto, influenciando diretamente na permeabilidade do material e, conseqüentemente, em sua durabilidade.

6.6.4.4 Comparação entre as situações de carregamento

a) Cura úmida

A seguir compara-se os concretos sem carregamento (SC) e submetidas ao carregamento central curta duração (CCCD), que permaneceram em cura úmida por 7 dias (Figura 6.48).

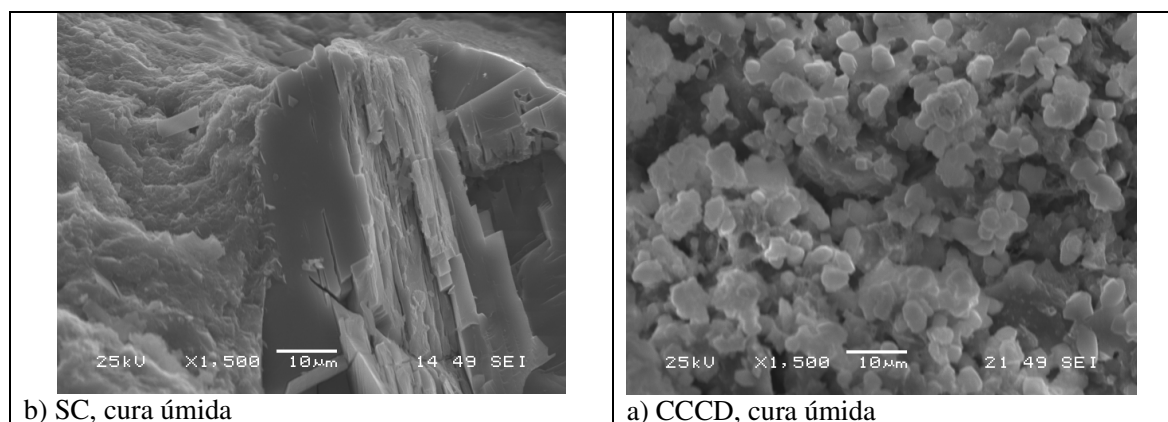


Figura 6.48 – Micrografias dos concretos que permaneceram em cura úmida por 7 dias: a) SC; b) CCCD.

A partir dos 18 meses de idade nota-se a diferença entre as estruturas internas dos concretos sem carregamento e submetidos aos diferentes tipos de carregamentos CCCD (Figura 6.48). O concreto sob carregamento de curta duração apresenta um C-S-H carbonatado e poroso, diferente do concreto sem carregamento, onde o C-S-H se mostra com uma estrutura densa, típica da fase tipo III e IV desse composto. Outra diferença também é da presença de CaCO_3 no concreto CCCD, com morfologia em forma de escamas e, no concreto sem carregamento, observa-se apenas placas empilhadas de Ca(OH)_2 .

Na Figura 6.49, as micrografias dos concretos submetidos aos diferentes tipos de carregamento, demonstram que o concreto submetido ao CCCD apresentou maior porosidade, seguida do CCP e SC.

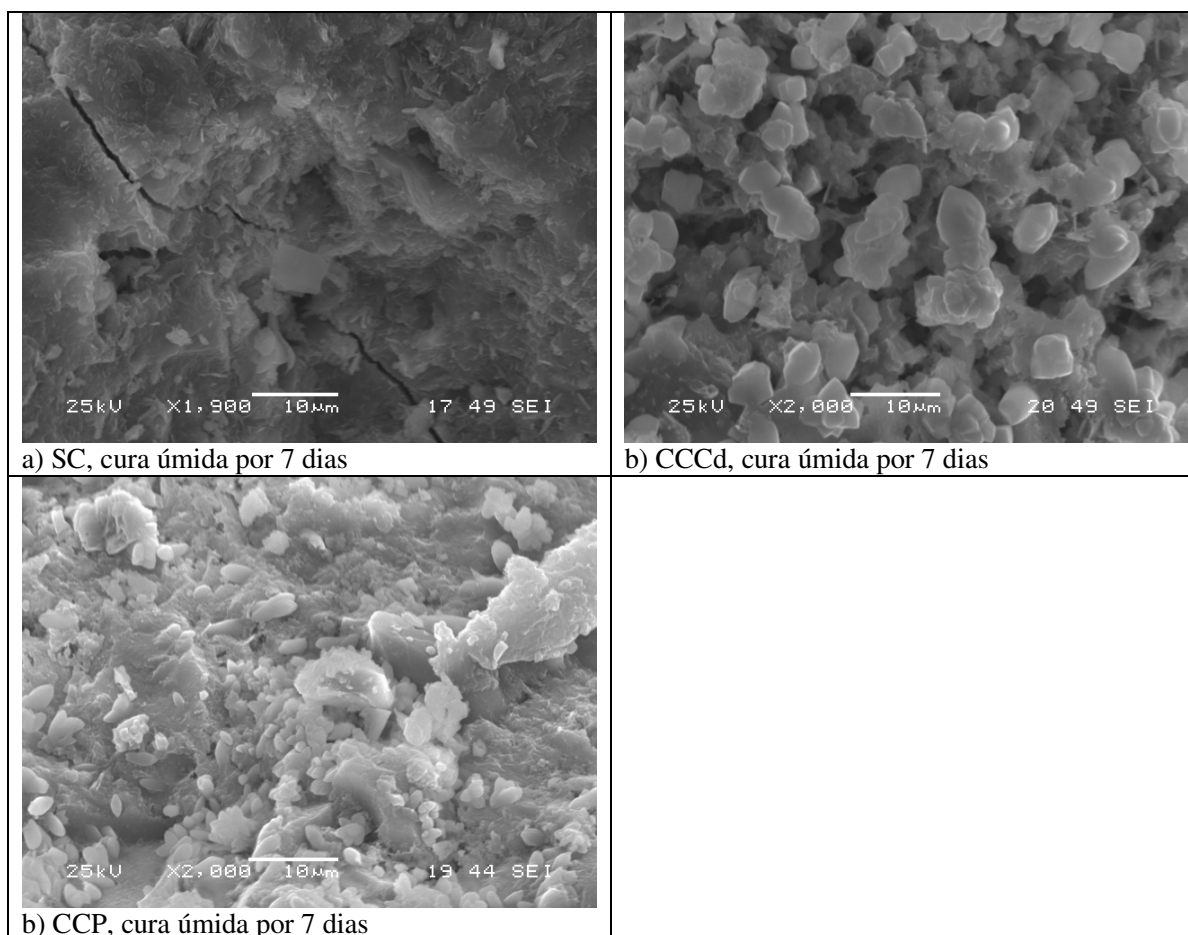


Figura 6.49 – Micrografias dos concretos submetidos à cura úmida por 7 dias: a) SC; b) CCCD; c) CCP.

Ao comparar os concretos submetidos aos tipos de carregamento e sem carregamento,

observa-se no concreto sem carregamento a fase do C-S-H tipo III e IV, com uma morfologia densa e quase homogênea. Na situação em que o concreto foi submetido ao carregamento de curta duração vê-se a formação do carbonato de cálcio em forma de escamas, sobre o C-S-H carbonatado e quando o concreto foi submetido ao carregamento central permanente notou-se também a fase C-S-H densa, sob o CaCO_3 e compostos que configuram microorganismos. Assim, entende-se que a abertura de fissuras influencia na durabilidade do material, uma vez que os compostos como carbonato de cálcio e microorganismos não foram encontrados em concretos sem fissuras induzidas por carregamento. Corroborando, desta maneira, com algumas pesquisas verificadas na literatura sobre a influência da abertura de fissura na durabilidade do material, como o de Silva (2007).

Na Figura 6.50 são apresentadas micrografias, comparando amostras submetidas à cura úmida, com os diferentes tipos de carregamentos estudados e suas respectivas microanálises.

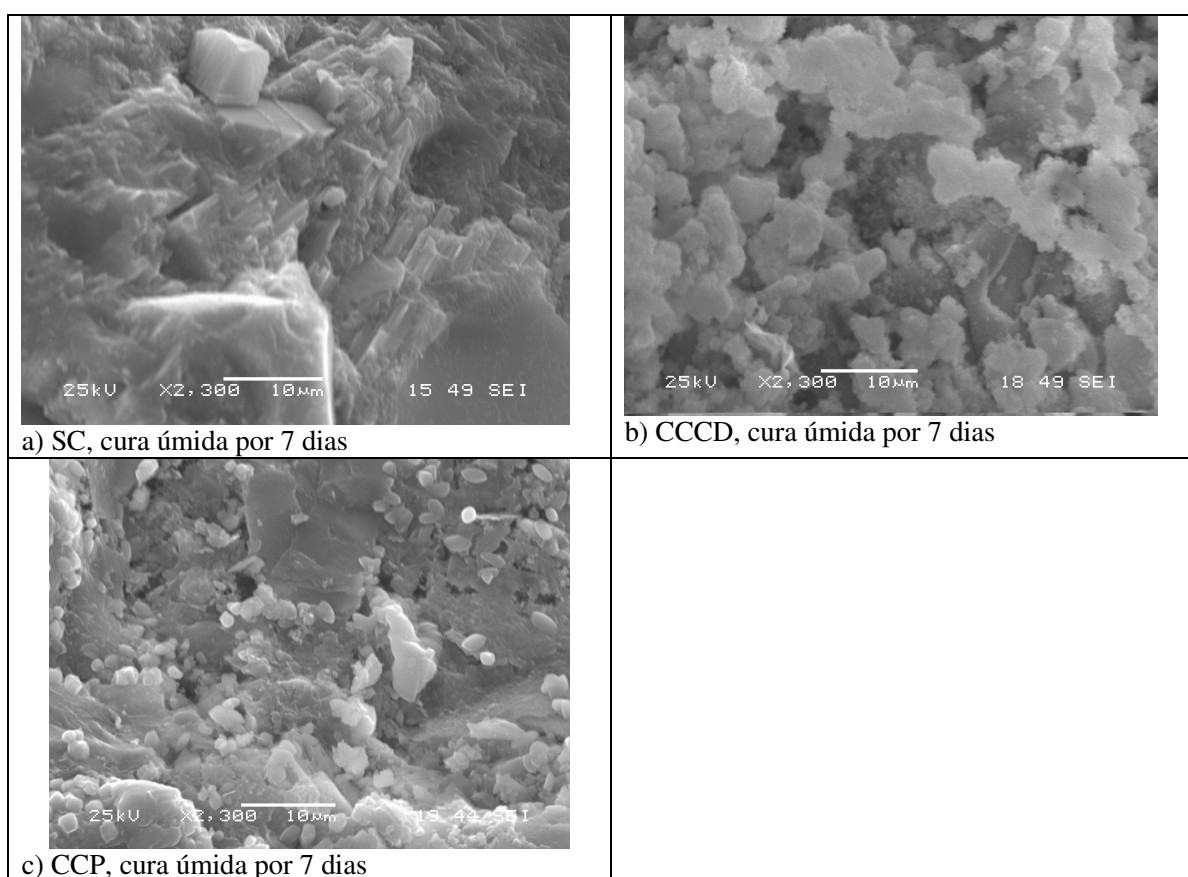


Figura 6.50 – Micrografias de amostras de concreto submetido à cura úmida por 7 dias: a) SC; b) CCCD; c) CCP.

Ao comparar as micrografias da Figura 6.50, quanto aos tipos de carregamento (CCCD e CCP) e sem carregamento (SC), observa-se que a amostra com maior compacidade e menor quantidade de poros é a referência (SC). Quanto aos compostos formados, nas micrografias do concreto CCCD pode ser vista a fase C-S-H carbonatada. Quando submetido ao carregamento central permanente, a fase de C-S-H está densa com a formação de microorganismos, e a porosidade nesse caso não é elevada, provavelmente pela cura úmida aos 7 dias. E no concreto de referência (SC) tem-se a formação do Ca(OH)_2 , assim como a fase do C-S-H densa e homogênea. Observa-se assim a influência das fissuras na durabilidade do material, uma vez que no concreto com as placas de Ca(OH)_2 tem-se uma maior alcalinidade do sistema e a preservação da fase C-S-H, conseqüentemente, da camada de cobertura (BAROGHEL-BOUNY, 1994; MEHTA, MONTEIRO; 2008).

b) cura ao ar

Na Figura 6.51 indica o concreto sob as condições de carregamento e sem carregamento, sob cura ao ar.

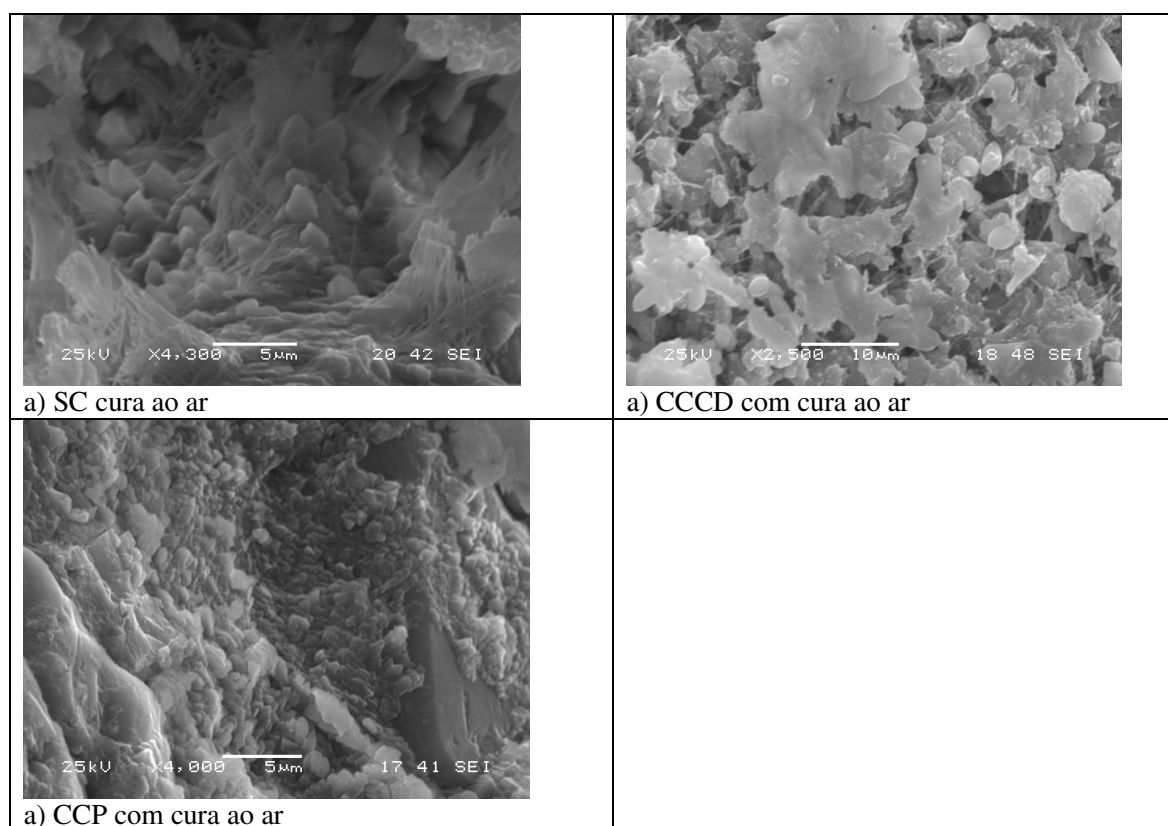


Figura 6.51 – Micrografias dos concreto submetidas à cura ao ar: a) SC; b) CCCD; c) CCP.

Em cura ao ar observa-se um quadro pior em relação à cura úmida dos concretos submetidos aos tipos de carregamento e sem carregamento. No concreto sem carregamento nota-se o carbonato de cálcio em forma de escamas em meio ao C-S-H fibroso (carbonatado). No concreto com CCCD observa-se o C-S-H carbonatado e poroso sob o CaCO_3 e no concreto sob carregamento central permanente têm-se uma grande quantidade carbonato de cálcio sobre um agregado. Observa-se que independente do tipo de carregamento, foram formados carbonatos de cálcio, além do C-S-H carbonatado em todas as situações de carregamento e sem carregamento submetidas à cura ao ar.

Entende-se, a partir das observações feitas neste capítulo, que a cura tem grande importância na durabilidade, influenciando na formação desses produtos (CaCO_3 e C-S-H carbonatado), aliado a entrada dos agentes agressivos (CO_2 e íons cloretos) na abertura de fissuras.

7 Conclusões

Este capítulo apresenta as conclusões referentes à avaliação do concreto de cobrimento, observando a influência da abertura de fissuras induzidas por carregamento e sem carregamento e dos tipos de cura (úmida por 7 dias e ao ar) na profundidade de carbonatação, na penetração de cloretos e na microestrutura do concreto, no período de dois anos.

A sistematização dessas conclusões aborda a discussão do ambiente aos quais as amostras foram submetidas, a influência da cura na profundidade de carbonatação e penetração de cloretos no concreto utilizando cimento de alto-forno em sua composição, e da abertura de fissuras dentro dos parâmetros da norma de projetos de estruturas de concreto (NBR 6118, 2007).

7.1 Influência do ambiente externo

A primeira consideração a ser realizada neste trabalho é sobre o ambiente em que as amostras foram submetidas. A definição do ambiente externo, com monitoramento das condições climáticas do local, foi referenciada com base na necessidade de proximidade com a realidade de obras brasileiras, onde não se tem condições ideais de clima.

Ao monitorar esses valores durante 24 meses observou-se que, na média, a temperatura e a umidade relativa não tiveram grandes variações ao longo dos dois anos de ensaios e a precipitação também obedeceu a uma variação dentro dos períodos esperados de estiagem no inverno e chuva no verão.

Além das variações relacionadas ao clima, há um ambiente propício ao processo de deterioração do concreto de cobrimento. Apesar do ambiente em que as amostras estiveram submetidas não ser o mais agressivo, de acordo com as normas brasileiras, ele foi favorável ao início e desenvolvimento dos processos químicos de deterioração estudados. Ambiente favorável esse que foi comprovado nos resultados de profundidades de carbonatação e de cloretos, e formação de compostos resultantes da penetração de íons agressivos.

Para favorecer ainda mais esse ambiente agressivo no concreto foi aspergido uma solução de NaCl, simulando uma névoa salina, o que também pode ter contribuído para os resultados obtidos de penetração de cloretos no concreto.

7.2 Carregamento realizado nos corpos-de-prova prismáticos

Em relação à abertura de fissuras no concreto de cobrimento, que é o objetivo desta pesquisa, ficam aqui registradas as dificuldades iniciais para definição e operacionalização da aplicação de carga nos corpos-de-prova prismáticos, de forma que fosse possível monitorar as aberturas das fissuras ao longo dos dois anos em que os prismas ficaram submetidos à tensão. O monitoramento da carga aplicada no concreto possibilitou a abertura das fissuras de forma eficaz, para que ficasse dentro da faixa determinada pela norma brasileira (NBR 6118, 2007). Assim, avaliou-se que a metodologia adotada para aplicação do carregamento foi eficaz, uma vez que se atingiu o objetivo de manter as aberturas de fissuras dentro da faixa normativa.

7.3 Avaliação dos concretos estudados quanto às propriedades físicas e mecânicas

Nos resultados de propriedades físicas e mecânicas, observa-se que os concretos utilizados nesse estudo podem ser enquadrados em concretos de alto desempenho, uma vez que a média dos resultados de resistência a compressão axial foi de 55 MPa. Apesar dos parâmetros adotados para o concreto utilizado nesse estudo (resistências elevadas, baixa relação água/cimento e pequeno abatimento) não serem os mais utilizados em obras correntes brasileiras, mas são empregados em obras de arte correntes.

Outro ponto a ser destacado quanto à resistência a compressão axial é o coeficiente de variação dos concretos estudados, que em função dos resultados apresentados, as amostras podem ser consideradas de pequena variabilidade, ou seja, com base na literatura a variação atribuída à molhagem, preparação da amostra, cura e ensaio de laboratório foi pequena. Vale lembrar que a cura nesse caso foi imersa até 28 dias, como preconizado em norma brasileira.

Como em cada moldagem dos corpos-de-prova prismáticos foram moldados corpos-de-prova cilíndricos para análise das propriedades físicas e mecânicas, algumas conclusões podem ser apresentadas quanto a essas propriedades e sua influência na durabilidade e microestrutura. Pode-se destacar neste contexto as comparações entre a resistência a compressão dos concretos (prismas) que foram submetidos aos tipos de cura ao longo do tempo. Observa-se que não houve diferenças significativas entre os resultados de resistência para os concretos ensaiados aos 12, 18 e 24 meses, em relação ao tipo de cura, com exceção dos concretos aos 6 meses, cujas amostras

submetidas à cura ao ar tiveram valor de resistência significativamente maior que as submetidas a cura úmida por sete dias.

Outro ponto a ser destacado é o baixo valor de módulo de elasticidade do concreto submetido à cura úmida e cura ao ar aos 12 meses de idade, o que influenciou nos resultados e profundidade de carbonatação e penetração de cloretos, além da quantidade maior de fissuras que surgiram nesses primas com a aplicação do carregamento, o que também influenciou negativamente nos resultados de profundidade de carbonatação e penetração de cloretos.

7.4 Profundidade de carbonatação

A abertura de fissuras influenciou na profundidade de carbonatação apenas aos 24 meses de idade; porém, essas diferenças significativas só foram observadas em concretos submetidos à cura ao ar. Assim, do ponto de vista macro, nota-se que a fissura pode ser um caminho preferencial para que a difusão do dióxido de carbono ocorra no interior do concreto, porém, esse processo no interior da fissura ocorre lentamente, uma vez que não foi observada a influência da fissura na profundidade de carbonatação aos 6, 12 e 18 meses.

A fissura isoladamente não foi suficiente para ocasionar diferenças significativas entre os concretos estudados, uma vez que apenas em cura ao ar a abertura da fissura influenciou nos resultados. Quando submetida à cura úmida por sete dias, as fissuras não influenciaram nos resultados de profundidade de carbonatação.

Ao comparar as situações de carregamento adotados neste trabalho observa-se que a fissura necessita estar constantemente aberta (com abertura entre 0,3 e 0,4mm) para que haja a entrada e ação do dióxido de carbono no concreto. Esse fato foi observado uma vez que não houve diferenças significativas entre os valores de profundidade de carbonatação dos concretos submetidos ao carregamento central de curta duração.

Além da abertura de fissuras e do tempo de exposição ao carregamento, outros fatores são importantes para que a fissura influencie na profundidade de carbonatação, como a quantidade de fissuras superficiais no concreto. Esse fato foi observado nos concretos ensaiados aos 12 meses de idade, que tiveram menor módulo de elasticidade, conseqüentemente maior quantidade de fissuras na aplicação do carregamento e os piores resultados quanto à profundidade de carbonatação em comparação as outras idades. O clima também pode influenciar na entrada do

CO₂ pela fissura e carbonatar o concreto, uma vez que para que se desencadeiem as reações químicas a umidade relativa deve estar na faixa de 60 a 80%. Apesar dos valores máximos e mínimos de umidade, na média eles ficaram na faixa de 60 a 80%, contribuindo assim para que as reações ocorressem no interior da fissura.

No caso da cura, observou-se sua influência a partir dos 12 meses de idade, principalmente nos concretos sob as situações de carregamento (CCP e CCCD). Porém, em termos gerais, apenas aos 24 meses de idade houve a influência da cura na profundidade de carbonatação em todas as situações estudadas (com e sem carregamento). Nesse sentido vê-se a importância da cura na durabilidade do concreto, principalmente quando se utiliza cimentos com adições minerais; no entanto, a cura só começa a influenciar na profundidade de carbonatação em idades mais avançadas, uma vez que em concretos sem carregamento (referência) só foi observada sua influência aos 24 meses de idade.

Quando os fatores cura e abertura de fissuras são analisados em conjunto, observa-se a relação entre eles nos resultados de profundidade de carbonatação, uma vez que em cura ao ar e sob carregamento central permanente (aos 24 meses de idade) os concretos apresentaram diferenças significativas de resultados em relação ao concreto de referência (sem carregamento e com cura úmida por sete dias). Como observado na literatura, a falta de cuidados para evitar a evaporação de água nos estágios iniciais de hidratação pode acarretar uma maior porosidade e permeabilidade do material, por sua vez o anidrido carbônico (CO₂) penetra por esses poros capilares e vazios da pasta endurecida para iniciar a carbonatação. Quando existe uma fissura no concreto o CO₂ pode entrar pela fissura e iniciar as reações de carbonatação nos poros em seu interior, resultado assim num caminho preferencial para que a carbonatação possa ocorrer mais rapidamente no concreto. Nesse sentido, tem-se a cura ao ar e a fissura, que em conjunto contribuíram para maiores profundidades de carbonatação, em idades avançadas, nos concretos submetidos ao carregamento central permanente.

A partir dos resultados obtidos vê-se que a cura realmente precisa ser executada no concreto por um período mínimo, que se sugere ser de 7 dias, principalmente quando se utiliza cimentos com adição de escória de alto-forno. A baixa relação água/cimento pode ter contribuído também para que a cura influenciasse nos resultados apenas aos 24 meses de idade, uma vez que ela rege a porosidade e permeabilidade do material, aliado ao impedimento da evaporação da

água livre, podendo ocasionar retração por secagem e maior permeabilidade e porosidade da estrutura, comprometendo sua durabilidade.

7.5 Penetração de cloretos

Dos resultados obtidos de penetração de cloretos observou-se que a abertura de fissuras não influenciou na entrada de íons cloretos na estrutura, não havendo diferenças significativas entre os tipos de carregamento e o concreto de referência (sem carregamento). Apesar de não ter havido diferenças estatísticas entre os resultados, observa-se que os íons cloreto penetraram no concreto, e em alguns casos a profundidade de penetração ultrapassou os 30mm, que superou o valor do cobrimento recomendado pela norma brasileira. Vale ressaltar que os casos onde a penetração de cloretos ultrapassou os 30mm foram nos concretos submetidos a cura ao ar. Nesse sentido, vê-se a importância da cura nas idades iniciais do concreto.

Ao comparar a situação onde foi aplicado o carregamento central de curta duração com o concreto sem carregamento não houve diferenças significativas entre os resultados, ou seja, a fissura que foi aberta pontualmente e fechada quando foi retirada a carga não influenciou na entrada de íons cloretos. Assim observa-se que sobrecargas pontuais ou cargas de impacto na estrutura que podem ocorrer ocasionalmente e que depois de retiradas, a fissura se fecha, não influenciam na entrada de íons cloretos em relação à estrutura em que não houve essa sobrecarga. Mesmo com níveis de tensão que ocasionem microfissuras internas no material (na matriz da pasta e na zona de transição), do ponto de vista macro, elas não são suficientes para acarretar modificações internas consideráveis e influenciar na difusão de íons cloretos a ponto de haver diferenças entre os resultados obtidos.

A consideração da difusão de íons agressivos no interior do concreto a partir da fissura também é válida para o caso de cloretos, onde os fatores qualidade do concreto, tipo de cimento e clima são importantes na análise global dos resultados. Nesse sentido, observa-se que o concreto utilizado, com elevados valores de resistência, baixa relação água cimento e baixo abatimento também foram importantes para que a fissura influenciasse nos resultados em idades avançadas, para todas as situações de carregamento e em especial, sem carregamento.

Estudos realizados sobre o tema utilizam períodos maiores de exposição ao ambiente externo para obtenção de resultados mais expressivos quanto ao comportamento da fissura na

penetração de íons cloretos no concreto. Nesse sentido vê-se que para os concretos estudados, um período maior seria necessário para que houvesse resultados mais significativos entre os tipos de carregamento e sem carregamento. Alguns fatores também podem ter contribuído para esse resultado, ressaltando-se nesse caso a utilização de cimento com adição de escória de alto-forno, que é mais resistente ao ataque de cloretos, em comparação ao CO_2 . A névoa salina utilizada parece também não ter contribuído o suficiente para que se pudessem ter diferenças entre os tipos de carregamento e sem carregamento.

Quanto à cura, foi observada sua influência a partir dos 18 meses de idade em todas as situações de carregamento e sem carregamento. A partir dessa idade até os 24 meses observou-se que a penetração de cloretos foi estatisticamente maior para os concretos submetidos à cura ao ar em relação à cura úmida por 7 dias.

Assim, conclui-se que apenas a cura foi a variável que influenciou significativamente os resultados em todas as situações de carregamento adotadas nesse estudo. Observa-se, do ponto de vista macro, que os cuidados necessários para evitar a evaporação da água livre nas idades iniciais do concreto são fundamentais para diminuir a permeabilidade do material quanto à entrada de íons cloretos, principalmente quando se utiliza cimentos com adições minerais, como o cimento de alto-forno.

7.6 Microestrutura

Até os 12 meses observou-se nas micrografias e microanálises a formação de produtos de hidratação do cimento, sendo encontrado principalmente as fases C-S-H, além de cristais de Ca(OH)_2 , agulhas de etringita e de C-S-H e grãos de escória com diferentes dimensões. Os produtos de deterioração (CaCO_3 e C-S-H carbonatado) foram encontrados a partir dos 18 meses, nas situações de carregamento e cura. Porém, apenas aos 24 meses fica mais evidente que nos concretos submetidos à cura úmida e aos tipos de carregamento (CCP e CCCD) foi observada a presença de CaCO_3 e C-S-H carbonatado e na amostra sem carregamento foram encontradas apenas fases de C-S-H e Ca(OH)_2 . No entanto, no concreto com abertura de fissuras (CCP) foram encontrados microorganismos, que pode ter entrado pela fissura.

Do ponto de vista microestrutural observou-se que aos 24 meses o carregamento influenciou nos resultados, uma vez que nos concretos com abertura de fissuras foram

visualizados na microscopia a presença de microorganismos em amostras submetidas a carregamento permanente. Esses compostos só foram encontrados nos concretos com abertura de fissuras (em carregamento central permanente). Nesse sentido, vê-se que a fissura pode ter sido um caminho para entrada desses microorganismos, as quais podem ter conseqüências na durabilidade, como verificado na literatura.

Assim, observa-se que a fissura (quando constantemente aberta) pode influenciar na microestrutura do concreto ao longo do tempo, em função do caminho preferencial para entrada de agentes agressivos e microorganismos. Fato esse que não foi observado nos concretos com carregamento de curta duração e sem carregamento.

Quando analisada a cura, observa-se que os concretos sob cura ao ar apresentaram as piores situações, pois independente da presença de fissuras no material, em todas as situações de carregamento e sem carregamento, quando submetidos à cura ao ar, foram encontrados compostos como o CaCO_3 e C-S-H carbonatado, em grande quantidade.

Em concretos com cura úmida por 7 dias a abertura de fissura influenciou nos resultados de microestrutura; porém, quando submetidos à cura ao ar, independente do tipo de carregamento foram encontrados produtos de deterioração no material, com morfologias bem definidas, além de elevadas porosidades nas regiões observadas da microscopia. Esses resultados só foram observados apenas aos 24 meses de idade, devendo ser considerada a questão do tempo de exposição do material nos resultados, do ponto de vista microestrutural.

É importante destacar que apenas produtos de deterioração relacionados à carbonatação foram observados nos concretos, não sendo encontrados em nenhuma das amostras compostos que configurassem produtos de deterioração essencialmente da deposição salina, decorrente da névoa. Com base nesse resultado vê-se que a aspersão de NaCl não foi suficiente para um ataque químico mais eficiente ou intenso de íons cloreto.

Esses resultados mais uma vez corroboram a importância da cura nas primeiras idades do concreto, onde o processo e formação dos produtos de hidratação estão em andamento.

7.7 Considerações finais

Após 18 meses podem-se observar diferenças de resultados de durabilidade entre amostras submetidas ao carregamento, porém, a cura é um parâmetro importante nesse contexto.

A análise da microestrutura forneceu subsídios importantes para os resultados de profundidade carbonatação e penetração de cloretos. De fato, nos concretos com fissuras foram encontrados elementos diferenciados que podem influenciar no seu desempenho. Baseado nesses resultados conclui-se que a abertura de fissuras no concreto, mesmo estando dentro dos limites da norma brasileira, pode ter problemas de desempenho, particularmente com a profundidade carbonatação e penetração de cloretos, quando comparada com o concreto sem fissuras superficiais. Porém, isso só pode ser verificado em idades mais avançadas, no caso 24 meses, e com a investigação microestrutural;

A aplicação do carregamento, conseqüentemente a abertura de fissuras, influenciou na microestrutura das amostras coletadas dos concretos expostos por dois anos. Aos seis meses não se observou diferenças de morfologias e nas microanálises em relação aos concretos sem carregamento; porém, ao longo do tempo, ocorreram algumas mudanças na microestrutura, principalmente aos 24 meses de idade, com a formação de compostos carbonatados ou microorganismos na microestrutura do concreto, com destaque para amostras com abertura de fissuras.

Observou-se, neste trabalho, que a abertura de fissura, mesmo dentro dos parâmetros adotados da norma, não pode ser subestimada, uma vez que ela pode influenciar na durabilidade do material. Assim, é fundamental a conscientização dos profissionais quanto à importância do tratamento e cuidados durante o projeto, planejamento, materiais e execução para evitar problemas futuros relacionados à fissuração do concreto e conseqüentemente, à durabilidade das estruturas de concreto. A partir dos resultados obtidos nesse estudo, vê-se a importância do controle de abertura de fissuras utilizado da norma brasileira.

Em relação à cura, ao longo do tempo é mais evidente a influência negativa da cura ar em relação à cura úmida por 7 dias, com pior desempenho a partir dos 12 meses de idade. Esses resultados corroboram a importância da cura nas primeiras idades do concreto, onde o processo e formação dos produtos de hidratação estão em andamento e para diminuição da permeabilidade do material, principalmente quando se utilizar cimento com adições minerais.

A análise das propriedades físicas do concreto também é importante no comportamento das fissuras e da cura na profundidade de carbonatação e penetração de cloretos, ao longo do tempo. Concretos com baixos resultados de resistência a compressão axial e baixo módulo de

elasticidade, como as amostras ensaiadas aos 12 meses de idade, tiveram os piores resultados, na comparação entre os tipos de cura e carregamento. Outros fatores também devem ser considerados no desempenho do material, como as características do concreto utilizado, que podem contribuir para a entrada de agentes agressivos na estrutura.

7.8 Sugestões para o prosseguimento da pesquisa

Para continuidade da pesquisa sugerem-se que algumas variáveis sejam incorporadas em novas pesquisas sobre o tema, assim como alternativas para que se tenham outros parâmetros de análise, como os descritos a seguir.

Estudos utilizando exposição ao ambiente natural por períodos mais prolongados para obter resultados mais condizentes com a realidade das obras brasileiras.

Ao utilizar névoa salina artificial com solução de NaCl, adotar uma maior periodicidade de aspersão no concreto ou maior concentração de cloreto de sódio na solução. Para que se tenham informações mais precisas sobre a deposição salina, realizar ensaios como o teor de cloretos, que servirá também para verificação se o limite da quantidade de cloretos está abaixo ou acima do especificado pela norma vigente (NBR 12655, 2006).

Aliar técnicas de ensaios para avaliação visual, como profundidade de carbonatação e penetração de cloretos, com técnicas para análise da microestrutura, para que se possa ter parâmetros do ponto de vista macro e microestrutural do material. Na adoção do MEV e EDS, complementar a análise com outras técnicas de análise da microestrutura, como a difração de Raios-X e análises térmicas.

Analisar a influência do envelhecimento acelerado e natural na durabilidade do concreto, principalmente no que diz respeito aos compostos formados, comparando a profundidade de carbonatação entre amostras submetidas à câmara de carbonatação e aquelas submetidas ao ambiente natural. O mesmo vale para os ensaios de envelhecimento acelerado em ciclos de molhagem e secagem, e também com a aspersão de solução de NaCl manualmente.

Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655 (2006)**. Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento. Rio de Janeiro, 18p.

_____. **NBR 11579 (1991)**. Cimento Portland – Determinação da finura pro meio da peneira 75 um (nº 200) – Método de ensaio, Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 5735 (1991)**. Cimento Portland de alto forno, Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 5738 (2003)**. Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto, Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 5739 (2007)**. Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos, Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 6118 (2007)**. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. NBR 6118, Rio de Janeiro, 242 p, 2007.

_____. **NBR 7211 (2005)**. Agregados para concreto – Especificação. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 7251 (1982)**. Agregados - Agregado em estado solto - Determinação da massa unitária, Rio de Janeiro, 1982.

_____. **NBR 7840 (2007)**. Aço destinado a armaduras de concreto armado – Especificação. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 8522 (1984)**. Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão, Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 9776 (1987)**. Agregados - Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman - Método de ensaio, Rio de Janeiro, 1987.

_____. **NBR 9779 (1995)**. Argamassa e concreto endurecido - Determinação da absorção da água por capilaridade - Método de ensaio, Rio de Janeiro, 1995.

_____. **NBR NM 23 (2001)**. Cimento Portland - Determinação de massa específica, Rio de Janeiro, 1998.

_____. **NBR NM 248 (2003)**. Agregados - Determinação da composição granulométrica, Rio de

Janeiro, 2003.

_____. **NBR NM 43 (2003)**. Cimento Portland - Determinação da pasta de consistência normal, Rio de Janeiro, 2003.

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

_____. **NBR NM 65 (2003)**. Cimento Portland - Determinação do tempo de pega, Rio de Janeiro, 2003.

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

7285, 2007. www.elsevier.com/locate/atmosenv.

ABCP, Associação Brasileira de Cimento Portland. **Cimento Portland**. 4ª edição. Holdercim Brasil S.A. Julho de 1999.

ACI – American Concrete Institute. **Evaluation of Strength Test Results of Concrete**. ACI 214R-02. James E. Cook, became effective in 2002 [CD ROOM].

ACI – American Concrete Institute. **Guide for consolidations of concrete**. ACI 224.1R-93. Farmington Hills, reaproved in 1998 [CD ROOM].

ACI – American Concrete Institute. **Specifications for structural concrete**. ACI 301-99. Farmington Hills, 2000 [CD ROOM].

ACI – American Concrete Institute. **Standard practice for curing concrete**. ACI 308-92. ACI Committee 308, 1992.

AGRITEMPO. **Sistema de Monitoramento Agrometeorológico**. Embrapa Informática Agropecuária - Centro de Pesquisas Meteorológicas e Climáticas Aplicadas a Agricultura. 2009. Disponível em: <http://www.agritempo.gov.br/agroclima/pesquisaWeb?uf=SP>.

AHNA, W.; REDDY, D.V. Galvanostatic testing for the durability of marine concrete under fatigue loading. **Cement and Concrete Research**, v.31, p.343 – 349, 2001.

ALDEA, C. M. *et al.* Effects of curing conditions on properties of concrete using slag replacement. **Cement and Concrete Research**, v. 30. p. 465-472, 2000.

- ALEXANDER, M. G.; MACKECHNIE, J. R.; BALLIM, Y. Use of durability indexes do achieve durable cover concrete in reinforced concrete structures. **Materials science of concrete VI**. Ed. By Sidney Mindess, Jan Skalny. Published by American Ceramic Society, 2001.
- ANDRADE, C.; ALONSO, C.; SARRÍA, J.; RÍO, O. Tecnicas de reparacion de estruturas dañadas por corrosion de armaduras. In: Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções, 4., Porto Alegre, 1997. **Anais**. Porto Alegre, UFRGS, 1997. v. 1, p. 47-54.
- ANDRADE, C.; SARRÍA, J.; ALONSO, C. Relative humidity in the interior of concrete exposed to natural and artificial weathering, **Cement and Concrete Research**, v.29, 1249–1259, 1999.
- ANDRADE, T. Tópicos de durabilidade do concreto. **In: Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. Ed. G.C. Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005. 2 v. Volume 2. p. 753-792.
- ANSTICE, D.J.; PAGE, C.L.; PAGEB, M.M. The pore solution phase of carbonated cement pastes. **Cement and Concrete Research**, v. 35, p. 377– 383, 2005.
- ARAFAH, A.M., AL-ZAID, R.Z., AL-HADDAD, M.S. Influence of non –standard curing on the strength of concrete in arid areas, **Cement and Concrete Research**, V. 26, No. 9, pp. 1341-1350, 1996, U.S.A.
- ARNOLD, R. Working with concrete. **The Taunton Press**. Ed. David Schiff/ Nailhaus Publication, Inc. USA, 2003.
- ARYA, C.; OFORI-DARKO, F.K. Influence of crack frequency on reinforcement corrosion in concrete. **Cement and Concrete Research**, v.26, N^o. 3, p. 345-353, 1996.
- ARYA, C.; XU, Y. Effect of cement type on chloride binding and corrosion of steel In concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 25, N^o 4, p. 893-902, 1995.
- ASHBY, J. B. Slag Cement and Slag Aggregate in High-Performance Concrete. **Symposium International Sur Les Bétons à Haute Performance Et de Poudres Réactives**. Canadá, p. 63-65. 1998.
- ASTM C1202 - 10 **Standard Test Method for Electrical Indication of. Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration**. Philadelphia, 1992.
- BALAYSSAC, J. P.; DÉTRICHÉ, CH. H.; GRANDET, J. Effects of curing upon carbonation of concrete. **Construction and Building Materials**, v. 9, n^o 2, p. 91-95, 1995.

BAROGHEL-BOUNY, V. Caractérisation des patés de ciment et des bétons – Méthodes, analyses, interprétations. **Laboratoire Central des Ponts et Chaussées**, IST – Section des publications. 1994.

BASHEER, P.A.M. *et al.* Monitoring electrical resistance of concretes containing alternative cementitious materials to assess their resistance to chloride penetration. **Cement and Concrete Composites**, v. 24, p. 437-449, 2002.

BASTOS, P. S. S. Dimensionamento de vigas de concreto armado ao esforço cortante. **Notas de aula da disciplina 1309 – Estruturas de concreto II**. Universidade Estadual Paulista – UNESP – Campus de Bauru. Bauru/SP. Março 2004.

BAUER, E.; HELENE, P. R. Avaliação comparativa da durabilidade de cimentos adicionados com escória de alto-forno frente à corrosão das armaduras por cloreto. In: 36º Congresso Brasileiro do Concreto. **Anais...** Florianópolis, 1994.p.39-52.

BELIE, N.; VERSELDER, H. J.; BLAERE, B. D.; NIEUWENBURG, D. V.; VERSCHOORE, R. Influence of the Cement Type on the Resistance of Concrete to Feed Acids. **Cement and Concrete Research**, v. 26, N° 11, p. 1717-1725, 1996.

BICZOK, I. **Corrosion y Protección del Hormigón**. Trad. Emílio D’Ocion Asensi. Bilbao. España: Ediciones URMO, 1972. p. 198-318.

BIJEN, J. Benefits of slag and fly ash. **Construction and Building Materials**, v. 10, No. 5, p. 309-314, 1996.

BINICI, H.; TEMIZ, H. S.; KÖSE, M. M. The effect of fineness on the properties of the blended cements incorporating ground granulated blast furnace slag and ground basaltic pumice. **Construction and Building Materials**, v. 21, p. 1122–1128, 2007.

BOURGUIGNON, K. **Influência da resistência na profundidade de carbonatação de concretos com diferentes teores de escória de alto-forno**. Dissertação (Mestrado). PPGEC da Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória-ES, 2004.

BRAUN, V. **Influencia das condições de moldagem e cura nas características do cobrimento de diversos concretos**. Dissertação (mestrado). Universidade Federal de Goiás – UFG, 2003.

BROWN, P.W.; SHI, D.; SKALNY, J. Porosity/permeability relationships. Material Science of

Concrete. Edited by Jan Skalny and Sidney Mindess. **American Ceramic Society**. v. II, p.83-110, 1991.

BUCHER, H. R. E. A carbonatação do concreto na corrosão da armadura. In: 31º Reunião do IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto. **Anais...** São Paulo. Julho - agosto. 1988. P. 481 – 496.

ÇAKIR, Ö; AKÖZ, F. Effect of curing conditions on the mortars with and without GGBFS. **Construction and Building Materials**, 2006. www.elsevier.com/locate/conbuildmat.

CALÇADA, L. M. L. **Estudo da eficácia do ensaio de migração em condições de fluxo não estacionário na previsão da penetração de cloretos em concreto**. Tese (doutorado). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2004.

CAMARINI, G. Caracterização da durabilidade do concreto pela absorção de água. In: 41º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. **CD ROM**, Salvador-BA, 1994.

CAMARINI, G. **Desempenho de misturas cimento Portland e escória de alto-forno submetidas à cura térmica**. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1995.

CAMARINI, G.; BALAYSSAC, J.P.; DETRICHE, CH.H. . Influence of Cement Type and Curing Conditions on Initial Absorption of Concrete. In: V.M. Malhotra; P. Helene; L.R. Prudencio Jr.; D.C.C. Dal Molin. (Org.). ACI SP-186: High-Performance Concrete: Performance and Quality of Concrete Structures. 1 ed. Michigan: **American Concrete Institute**, 1999, v. SP186, p. 1-16.

CÁNOVAS, M. **Patologia e Terapia do Concreto armado**. 1 ed. São Paulo: Pini, 1988. 522p

CASCUDO, O. Inspeção e diagnóstico de estrutura de concreto com problemas de corrosão da armadura. In: **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. Ed. G.C. Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005. 2 v. Volume 2. p. 985-1016.

CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas**. São Paulo: Pini; Goiânia, GO: Editora UFG, 1997.

CASELATO, L. Ações institucionais da siderurgia brasileira para disseminação do uso das escórias de aciaria. In: workshop - gerenciamento de resíduos sólidos no setor minero-

metalúrgico, IBS. **Anais...** Rio de Janeiro - RJ, 24 de Novembro de 2004.

CASTEL, A., FRANCOIS, R. ARLIGUIE, G. Effect of loading on carbonation penetration in reinforced concrete elements. **Cement and Concrete Research**, v. 29, p. 5161–565, 1999.

CASTRO, A. **Influência das adições minerais na durabilidade do concreto sujeito a carbonatação**. Dissertação (Mestrado). Universidade de Goiás, 2003.

CASTRO, A.; LOPES, A. N.; HASPARYK, N. P.; CARASEK, H.; CASCUDO, O. Microstructural Analysis of Carbonated Concretes Containing Mineral Admixtures. In: IV International ACI/CANMET conference on quality of concrete structures and recent advances in concrete materials and testing. **Anais...** Olinda – PE, 2005. p. 276-295

CHEN, W.; BROUWERS, H. J. H. The hydration of slag, part 2: reaction models for blended cement. **J Mater Sci**, v. 42, p. 444–464, 2007.

CHENG, A.; HUANG, R.; WU, J.; CHEN, C.. Influence of GGBS on durability and corrosion behavior of reinforced concrete. **Materials Chemistry and Physics**, v. 93, p. 404–411, 2005.

Civil & Marine - SLAG CEMENT LIMITED. **The effects of ground granulated blast furnace slag in concrete**. Fact sheet 2, june 2000.

Civil & Marine - SLAG CEMENT LIMITED. **Ground granulated blast furnace slag: manufacture, specifications and quality**. Fact sheet 1, march 2001.

COELHO, M. A. M. **Contribuição ao estudo da carbonatação e retração em concretos com elevados teores de escória de alto-forno**. Dissertação (Mestrado). PPGEC da Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória-ES, 2002.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Code Model 1990. **Bulletin d'Information** n.213/214, Lausanne: CEB, mar. 1993.

COSTA JUNIOR, M. P. da; SILVA; M. G.; PINHEIRO, S. M.de M.; SOUZA, F.L.dos S.; COELHO, M. A. M.; MORIMOTO, T. Concretos com altos teores de escória de alto-forno: Avaliação da carbonatação e da difusão de íons cloreto. In: 47º Congresso Brasileiro do Concreto. **Anais...** Recife, 2005a.

COSTA JUNIOR, M. P., et al. A difusão de íons cloreto em concretos com altos teores de escória de alto-forno. **Anais...** In: Simpósio Ibero-Americano “O Betão nas Estruturas”, Coimbra,

Portugal. 5 a 7 de julho de 2005b.

COUTO, A. B. P. **Influência das condições de cura nas características do cobrimento de diferentes concretos**. Dissertação (mestrado). Universidade Federal de Goiás – UFG, 2003.

COUTO, A.B. **Influência das condições de cura nas características do cobrimento de diferentes concretos**. Universidade Federal de Goiás, Dissertação (mestrado) 2003.

DEDAVID, B. A.; GOMES, C.I.; MACHADO, G. Microscopia eletrônica de varredura: aplicações e preparação de amostras - materiais poliméricos, metálicos e semicondutores [recurso eletrônico]. Porto Alegre: EDIPUCRS, 2007.

DEWAR, J. D.; ANDERSON, R. **Manual of ready-mixed concrete**. Published by Blackie Academic & Professional, an imprint of Chapman & Hall, Wester Cleddens Road, Bishopbriggs, Glasgow G64 2NZ, UK, 1992.

DHIR, R.K.; HEWLETT, P.C.; DYER, T.D. Durability of ‘self-cure’ concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 25. No. 6, pp. 1153-1158, 1995.

DIAMOND, S. The microstructure of cement paste and concrete – A visual primer. **Cement & Concrete Composites**, v. 26, p. 919 – 933, 2004.

EGLINTON, M. **Resistance of concrete to destructive agencies**. Lea’s Chemistry of Cement and Concrete. Ed. By Peter C Hewlett. Elsevier Butterworth Heinemann, USA, 2006.

EMMONS, P.H.; VAYSBURD, A.M.; McDONALD, J.E. Concrete repair in the future turn of the century – Any problems? **Concrete International**. March, 1994.

ESCALANTE, J.I. et al. Reactivity of blast-furnace slag in Portland cement blends hydrated under different conditions. **Cement and Concrete Research**, v. 31, p. 1403–1409, 2001.

EUROCODE 2, Part 1. Design aids for EC2 – Design of concrete structures. **The Concrete Society**. Published by E & FN Spon, an imprint of Chapman & Hall, 2-6 Boundary Row, London SE1 HN, UK, 1997.

FENG, Q. L.; LACHOWSKI, E. E.; GLASSER, F. P. Densification and migration of ions in blast furnace slag-Portland cement pastes. Materials Research Society Symposium **Proceedings**. Volume 137. November 28-30, 1988. Boston, Massachusetts, USA.

FERREIRA JUNIOR, E. L. **Avaliação de propriedades de concreto de cimento Portland de alto-forno e cimentos Portland de alta resistência inicial submetidos a diferentes condições de cura.** Unicamp. Dissertação (mestrado). 2003.

FERREIRA, G. C. S.; BRUNO, F.; NUNES, M. R. C.; QUEIROZ, R. A. Influência da cura nas características mecânicas do concreto. In: 47º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC 2005. **Anais...** Setembro / 2005. Recife – PE.

FERREIRA, R., et al. Avaliação da resistência à compressão, módulo de deformação e absorção de água de concretos contendo adições minerais. In: 46º Congresso Brasileiro do Concreto, 2004, Florianópolis. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2004. v. 1. p. 367-383.

FIGUEIREDO, C. R.; NEPOMUCENO, A. A. Influência da absorção na carbonatação de estruturas de concreto in loco. In: 46º Congresso Brasileiro do Concreto, Florianópolis. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 2004. v. 1.

FIGUEREDO, E. P. Efeitos da carbonatação e de cloretos no concreto. **In: Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações.** Ed. G.C. Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005, 2 v. Volume 2. p. 829-856.

FONSECA, J. S.; MARTINS, G. A. **Curso de Estatística.** São Paulo. 6ª Edição, Atlas, 1996.

FORTES, L. C., ANDRADE, José C. **Corrosão na Armadura do Concreto Armado: Influência dos Agentes Cloretos e da Carbonatação.** ASTEF - Associação Técnico-Científica Engenheiro Paulo de Frontin. Dezembro de 1995.

http://www.electus.com.br/usuarios/lyttelto/InfluAgClorCarb/Influ_index.htm.

FRANÇOIS, R.; CASTEL, A., VIDAL, T.; VU, N.-A. Long term corrosion behavior of reinforced concrete structures in chloride environment. **J. Phys.** IV France 136 (2006) 285–293.

FREITAS, C. C. F.; RENNÓ, C. D.; SOUSA JÚNIOR, M. A. **Estatística - curso 1.** Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais – INPE. São José dos Campos, Março de 2003.

FU, X. A.; HOU, W.; YANG, C.; LI, D.; WU, X. Studies on Portland cement with large amount of slag. **Cement and Concrete Research**, v. 30, p. 645±649, 2000.

FURNAS, E. L. C. **Concreto massa estrutural projetado e compactado com rolo: ensaios e propriedades.** São Paulo: Pini, 1997.

GAO; J.M.; QIAN, C.X., LIU, H.F.; WANG, B.; LI, L. ITZ microstructure of concrete

containing GGBS. **Cement and Concrete Research**, v. 35, p. 1299–1304, 2005.

GARCI JUENGER, M. C.; MONTEIRO, P. J. M.; GARTNER E. M. In situ imaging of ground granulated blast furnace slag hydration. **J Mater Sci**, v. 41, p. 7074–7081, 2006.

GERARD, B.; MARCHAND, J. Influence of cracking on the diffusion properties of cement-based materials Part I: Influence of continuous cracks on the steady-state regime. **Cement and Concrete Research**, v. 30, p. 37–43, 2000.

GHALI, A.; FAVRE, R. **Concrete Structures: Stresses and Deformations**. Published by E&FN Spon, an imprint of Chapman & Hall, 2-6 Boundary Row, London SE1 8HN, UK, second edition, 1994.

GHOSH, S.N. **Advances in cement technology: Chemistry, Manufacture and Testing**. Second Edition, published by Tech Books International, New Delhi, India, 2002.

GIL, A. C. **Como elaborar projetos de pesquisa**. São Paulo: Atlas, 1999.

GLASSER, F. P. Chemical, Mineralogical, and Microstructural Changes Ocurring in Hydrated Slag-Cement Blends. In: Materials science of concrete. Ed. Skalny, **American Ceramic Society**. 1989. v. II, p.41-81.

GLASSER, F.P. Properties of cement waste composites. **Waste Management**, v. 16, N^os 1-3, p. 159-168, 1996.

GLASSER, F.P. Fundamental aspects of cement solidification and Stabilization. **Journal of Hazardous Materials**, v. 52, p. 15 1- 170, 1997.

HANAI, J. B. Comportamento resistente, ductilidade e confinamento. **In: Concreto: Ensino, pesquisa e realizações**. Ed Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005, 2 v. Volume 1. p. 165-200.

HEARN, N.; FIGG, J. Transport mechanisms and damage: Current issues in permeation characteristics of concrete. In: Materials science of concrete. Ed. By Jan Skalny, **American Ceramic Society**. v. VI, p.327-376, 2001.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. São Paulo, 1993. (Tese de livre docência apresentada a Escola Politécnica da USP).

HELENE, P. R. L. Vida útil das estruturas de concreto armado. In: IV Congresso Iberoamericano

de Patologia das Construções, VI Congresso de Controle de Qualidade – COMPAT 97. **Anais...** Porto Alegre: Departamento de Engenharia Civil – UFRS, 1997. p. 1-30.

HELENE, P.; DINIZ, J.Z. **Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto**. In: 43º Congresso Brasileiro de Concreto. Curso de durabilidade. 18 a 23 de agosto de 2001, Foz do Iguaçu – PR.

HELMUTH, R.; STARK, D. Alkali-silica reactivity mechanisms. *Materials Science of Concrete III*. Ed. By Jan Skalny. **American Ceramic Society**, USA, 1992.

ILLSTON, J. M. **Construction Materials – Their nature and behaviour**. 2ª ed. London – UK: E & FN SPON, 1994, 518p.

IRASSAR, E. **Hormigón: Naturaleza y Propiedades. Hormigones Especiales – XV**. Reunión Técnica Ing. Marcelo Wainsztein, Asociación Argentina de Tecnología del hormigón. Santa Fe, 21 al 24 de octubre de 2004.

ISAIA, G. C.; VAGHETTI, M. A. GASTALDINI, A. L. Carbonatação acelerada e natural de concreto com alto teor de pozolanas: um estudo preliminar. In: 43º Congresso Brasileiro do Concreto. **Anais...** Foz de Iguaçu, 2001.

ISMAIL, M.; GAGNÉ, R.; FRANÇOIS, R.; TOUMI, A. Measurement and modeling of gas transfer in cracked mortars. **Materials and Structures**, v. 39, p. 43–52, 2006.

JAU, W.; TASY, D. A study of the basic engineering properties of slag cement Concrete and its resistance to seawater corrosion. **Cement and Concrete Research**, v. 28, Nº. 10, p. 1363–1371, 1998.

JERGA, J. Physico-mechanical properties of carbonated concrete. **Construction and Building Materials**, v.18, p. 645–652, 2004.

JOHN et al. Cimentos de escória de alto-forno sem clínquer. In: Resíduos industriais para redução de custos na construção habitacional. IPT/UFES. **Anais...** Vitória, 1994. p. 52-59.

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

KATTAR, J. E.; ALMEIDA, N. J. **Cimento Portland**. 4ª edição. Holdercim Brasil S.A, 1999.

KAZMIECZAK, C. S., LINDENMEYER, Z. Comparação entre metodologias utilizadas para a determinação da profundidade de carbonatação em argamassas. In: International Congress on High-Performance Concrete, and Performance and quality of concrete structures. **Proceedings**. Florianópolis, 1996.

KHATIB, J.M.; HIBBERT, J.J. Selected engineering properties of concrete incorporating slag and metakaolin. **Construction and Building Materials**, v. 19 460–472, 2005.

KIM, J.; LEE, Y.; YI, S.. Fracture characteristics of concrete at early ages. **Cement and Concrete Research**, v. 34, p. 507–519, 2004.

KONIN, A.; FRANFOIS, R.; ARLIGUIE, G. Analysis of progressive damage to reinforced ordinary and high performance concrete in relation to loading. **Materials and Structures/Matériaux et Constructions**, v. 31, p. 27-35, January-February 1998.

KONIN, A.; FRANFOIS, R.; ARLIGUIE, G. Analysis of progressive damage to reinforced ordinary and high performance concrete in relation to loading. **Materials and Structures/Matériaux et Constructions**, v. 31, p. 27-35, January-February 1998.

KROPP, J. **Relations between transport characteristics and durability**. Performance Criteria for Concrete Durability. Ed. By J. Kropp and H.K. Hilsdorf. RILEM Technical Committee TC 116-PCD. Published by E & FN Spon, London, 1995.

KURDOWSKI, W. The protective layer and decalcification of C-S-H in the mechanism of chloride corrosion of cement paste. **Cement and Concrete Research**, v. 34, p. 1555–1559, 2004.

LAWRENCE, C. D. Physiochemical and Mechanical Properties of Portland Cements. **Lea's Chemistry of Cement and Concrete**. Ed. By Peter C Hewlett. Elsevier Butterworth Heinemann, USA, 2006.

LENG, F.; FENG, N.; LU, X. An experimental study on the properties of resistance to diffusion of chloride ions of fly ash and blast furnace slag concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 30, p. 989-992, 2000.

LIM, C.C.; GOWRIPALAN, N.; SIRIVIVATNANON, V. Microcracking and chloride permeability of concrete under uniaxial compression. **Cement & Concrete Composites**, v. 22, p. 353±360, 2000.

- LIMA, M. G. Ação do meio ambiente sobre as estruturas de concreto. **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. Ed. G.C. Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005. Volume 1. p. 713-752.
- LITTLE, A. D; SETEPLA, T. **Estudo sobre aplicações de escória siderúrgicas no Brasil e em outros oito países**. Sumário Executivo preparado para Instituto Brasileiro de Siderurgia - IBS e Empresas Siderúrgicas Associadas, 1999.
- LORENZETTI, U. V.; FREDEL, M. C.; GLEIZE, P. Avaliação da eficiência dos procedimentos de cura na durabilidade do concreto: resistência à compressão, perda de massa e absorção de água por capilaridade. Brasil - São José dos Campos, SP. 2002. 13 p. **Workshop sobre durabilidade das construções**, 2., 2002, São José dos Campos.
- LOY, D. M. Hydratation, microstructure and chloride diffusion of slag-cement pastes and mortar. In: MALHOTRA, V. M. ed. In: Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pòzzolans in Concrete. 3., Trondheim, 1989. **Proceeding**. Detroit, ACI, 1989, V. 2, p. 1256-1281 (SP-114).
- LUO et al. A study of chloride binding and diffusion in GGBS concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 32, p. 1-7, 2003.
- MALHOTRA, V. M.; HEMMING, R. T. Blended Cements in North America - A Review. **Cement & Concrete Composites**, v. 17, p. 23-35, 1995.
- MARTINS, A.R. **Efeito da cura térmica e de cimento com escória granulada de alto-forno na durabilidade do concreto de cobrimento**. Unicamp. Dissertação (mestrado) 2001.
- MATALA, S. Carbonation mechanism in the granulated blast furnace slag concrete. In: International Congress on the Chemistry of Cement, 10 th. **Proceedings**. Detroit, p.1-30, 1994.
- MEDEIROS, H. Carbonatação – efeito das adições. Revista TÉCNICA, nº 9. Mar/abr. 1994. P. 25-28.
- MEHTA, P. K., MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 3ª Edição, São Paulo: IBRACON, 2008.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto-Estrutura, Propriedades e Materiais**. 1ª ed. São Paulo: Pini, 1994. 573p.
- MEHTA, P.K. **Concrete in the marine environment**. Elsevier Science Publishers LTD. London – England, 1991.

MEIRA, G. R.; ANDRADE, M. C.; PADARATZ, I. J.; BORBA JR, J. C. Deposição de cloretos em zona de atmosfera marinha: comportamento sazonal e sua relação com estruturas de concreto. In: XI Encontro Nacional de tecnologia no Ambiente Construído – ENTAC. **Anais...** 23 a 25 de agosto de 2006, Florianópolis – SC.

MIDNESS, S.; YOUNG, J. F. **Concrete**. Prentice-Hall, INC. Englewood Cliffs, New Jersey – USA, 1981.

MONTGOMERY, Douglas C. **Design and Analysis of Experiments**. New York: John Wiley & Sons, 1991.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. Trad. Salvador E. Giammusso. 2ª ed. São Paulo: Pini, 1997.

NEVILLE, A.M. **Properties of concrete**. Longman Scientific & Technical. 3rd edition. 1981.

ODLER, I. **Special inorganic cements - Modern concrete technology**. Published by E & FN Spon, London – Uk. 2000.

OH, B. H.; JANG, S. Y. Effects of material and environmental parameters on chloride penetration profiles in concrete structures. **Cement and Concrete Research**, v. 37, p. 47–53, 2007.

OH, B.H.; CHA, S.W.; JANG, B.S.; JANG, S.Y. Development of high-performance concrete having high resistance to chloride penetration. **Nuclear Engineering and Design**, 212, p. 221–231, 2002. www.elsevier.com/locate/nucengdes.

ONER, A.; AKYUZ, S. An experimental study on optimum usage of GGBS for the compressive strength of concrete. **Cement & Concrete Composites**, 2007.

ORTIZ, J.; AGUADO, A.; AGULLO, L.; GARCIA, T. Influence of environmental temperatures on the concrete compressive strength: Simulation of hot and cold weather conditions. **Cement and Concrete Research**, v. 35, p. 1970 – 1979, 2005.

OSBORNE, G. J. Durability of Portland blast-furnace slag cement concrete. **Cement and concrete Composites**, v. 21, p. 11-21, 1999.

PAL, S.C.; MUKHERJEE, A., PATHAK, S.R., Investigation of hydraulic activity of ground granulated blast furnace slag in concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 33, p. 1481–1486,

2003.

PEREIRA, D.. Análise microestrutural de concreto geopolimérico: uma visão comparativa. In: Inter American Conference on Non-Conventional Materials and Technologies in Ecological and Sustainable Construction - **IAC-NOCMAT**. Rio de Janeiro - RJ, November 11 – 15th, 2005.

PONTES, R. B. **Disseminação de íons cloreto na oral marítima do bairro de Boa Viagem, Recife – PE**. Dissertação (mestrado). Universidade Católica de Pernambuco, Recife – PE, 2006.

POUPARD, O.; HOSTIS, V. L.; CATINAUD, S.; PETRE-LAZAR, I. Corrosion damage diagnosis of a reinforced concrete beam after 40 years natural exposure in marine environment. *Cement and Concrete Research*, v. 36, 2006, p. 504 – 520

REGATTIERI, C. E. X. **Contribuição ao estudo da influência da dosagem do concreto na absorção capilar e penetração de íons cloreto**. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1998.

REGATTIERI, C. E., SILVA, M. G., HELENE, P. Influência das adições do cimento na resistência à penetração de íons cloreto. **IBRACON – 41º Congresso Brasileiro de Concreto. Anais...** Salvador – BA. 1999a.

REGATTIERI, C.; GOMES DA SILVA, M.; PECCHIO, M.; GOMES DA SILVA, V.; HELENE, P. The influence of the cement type and water-to-cement ratio on the microstructure of plastic concrete. In: II international conference on high-performance concrete. **Anais...** Gramado, RS. June 1-4, 1999.

REGOURD, M. Cements made from blastfurnace slag. **Lea's Chemistry of Cement and Concrete**. Ed. By Peter C Hewlett. Elsevier Butterworth Heinemann, USA, 2006.

REGOURD, M. Structure and behavior of slag Portland cement hydrates. In: International Congress on the Chemistry of Cement, 7th. **Proceedings**. Paris, 1980.

REGOURD, M.; HORNAIN, H.; MORTUREUX, B. Microstructure of concrete in aggressive environments, *Durability of Building and Components*. ASTM STP 691. P.J. Sereda and G.G. Litvan, Eds., **American Society for Testing and Materials**, p. 253-268, 1980.

Relatório de sustentabilidade 2007. **Siderurgia Brasileira: Relatório de sustentabilidade**. Instituto Brasileiro de Siderurgia, 2007.

Relatório de sustentabilidade 2008. **Siderurgia Brasileira: Relatório de sustentabilidade.** Instituto Brasileiro de Siderurgia, 2008.

Relatório de sustentabilidade 2009. **Siderurgia Brasileira: Relatório de sustentabilidade.** Instituto Brasileiro de Siderurgia, 2009.

RIBAS SILVA, M. Climates and biodeterioration of concrete. Durability of building materials & components 7. **Volume one – Prediction, degradation & materials.** Edited by Christer Sjostrom. Published by E & FN Spon. Chapman & Hall, London, UK, 1996.

RIBEIRO, C. C; PERDIGÃO, T.S.; PINTO, J.D.S. **Disposição do rejeito industrial siderúrgico através de reciclagem.** Caderno Técnico, Rio de Janeiro-RJ, 40 jan/mar, 1992.

RICHARDSON, I.G. The nature of C-S-H in hardened cements. **Cement and Concrete Research**, v. 29, p. 1131–1147, 1999.

RICHARDSON, M. G. **Carbonation on Reinforced Concrete**, CITTIS LTD, Dublin, 1998.

RINGOT, E.; BASCOUL, A. About the analysis of microcracking in concrete. **Cement and concrete composites**, v. 23, p. 261-266, 2001.

ROSTAM, S. High performance concrete cover-why it is needed, and how to achieve it in practice. **Construction and Building Materials**, v. 10, N^o. 5, p. 407-421, 1996.

SAITO, M.; LSHIMORI, H. Chloride permeability of concrete under static and repeated compressive loading. **Cement and Concrete Research**, v. 25. N^o. 4. p. 803-808, 1995.

SAKAI, K.; et al. Properties of granulated blast-furnace slag cement concrete. In: Fly Ash, Silica Fume, slag, and Natural Pozzolans in concrete. Fourth International Conference. **Proceedings.** Istanbul, 1992. v. II, p.1367-1383.

SALES, A.; GOMES, N. A. Avaliação da profundidade de carbonatação em construções de concreto interrompidas à luz das recomendações da NBR 6118-2003. In: 46^o Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. **Anais...** Florianópolis-SC, 2004.

SARKAR, S. L.; AIMIN, X.; JANA, D. Scanning Electron Microscopy, X-Ray microanalysis of concrete. Handbook of analytical techniques in concrete science and technology: Principles, techniques and applications. **Construction and Building Materials**, USA, Ed. By V. S.

RAMACHANDRAN, J. J BEAUDOIN. 2001.

SATO, N. M. N., JOHN, V. M., AGOPYAN, V.. Mecanismos de transporte de água em concreto e argamassas. In: 37º Reunião anual do IBRACON, Goiânia, 3 a7 de julho de 1995. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 1995. v. 1. p. 47-61.

SCHUTTER, G.; TAERWE, L. General hydration model for portland cement and blast furnace slag cement. **Cement and Concrete Research**. v. 25, N^o. 3, p. 593-604, 1995.

SCHUTTER, G.. Hydration and temperature development of concrete made with blast-furnace slag cement. **Cement and Concrete Research**. v. 29, p. 143–149, 1999.

SCRIVENER, K.. The microstructure of concrete. **Materials science of concrete I**. Edit. By Jan P. Skalny. USA, 1989.

SHI, C.; QIAN, J. High performance cementing materials from industrial slags — a review. **Resources, Conservation and Recycling**. v. 29, p. 195–207, 2000.

SILVA, F. H.B.; MELO, G. S. Modelos de dimensionamento e verificação. **Concreto: Ensino, pesquisa e realizações**. Ed Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005. 2 v. Volume 1. pág.143-164.

SILVA, M. G. (Coord.) **Concreto de alto desempenho com elevados teores de escória de alto-forno: estratégia para consolidar e ampliar o mercado da escória de alto-forno**. Relatório técnico, Núcleo de Excelência em Escórias Siderúrgicas (NEXES). Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, 2006.

SILVA, M. G. Cimentos Portland com adições minerais. In: SAIA, G.C. **Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia dos materiais**. São Paulo: IBRACON, 2007. Volume 1.

SILVA, M. G. **Influência da cura térmica em pastas e argamassas de cimento de escória**. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1998.

SILVA, P.; B.UCEA, L.; MOOREHEAD, D.R. SIRIVIVATNANON, V. Carbonate binders: Reaction kinetics, strength and microstructure. **Cement & Concrete Composites**, v. 28, p. 613–620, 2006.

SILVA, V. M. **Ação da carbonatação de concreto armado em serviço, construídas em escala natural e reduzida**. Tese (doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 2007.

SILVA, V. M.; LIBORIO, J. B. L.; CASTRO M. O Comportamento da Carbonatação em Viga de Concreto Armado sob Regime de Tensão. **Revista Ibracon de Materiais**. Ibracon Materials Journal Volume 1, Number 1 (december 2005) p. 75-90.

SLAG CEMENT ASSOCIATION b. Slag cement. **NSA Publications (CD ROOM)**. Slag Cement in Concrete, N°. 1, 2002.

SLAG CEMENT ASSOCIATION. Slag cement and the environment. **NSA Publications (CD ROOM)**. Slag Cement in Concrete, N°. 22, 2003.

SONG, H.; LEE, C.; ANN, K. Y. Factors influencing chloride transport in concrete structures exposed to marine environments. **Cement & Concrete Composites**. v. 30, p. 113–121, 2008. www.elsevier.com/locate/cemconcomp.

SOROKA, I. **Concrete in hot environments**. Published by E & FN Spon, an imprint of Chapman & Hall, 2-6 Bondary Row, London SE1 8HN, UK, 1993.

SOROUSHIAN, P.; ELZAFRANEY, M. Damage effects on concrete performance and microstructure. **Cement & Concrete Composites**, v. 26, p. 853–859, 2004.

STEFFENS, A.; DINKLER, D.; AHRENS, H. Modeling carbonation for corrosion risk prediction of concrete structures. **Cement and Concrete Research**. v. 32, p. 935–941, 2002.

STUTZMAN, P. **Scanning Electron Microscopy in Concrete Petrography**. National Institute of Standards and Technology. Gaithersburg, MD 20899 USA, 2001.

TAYLOR, H. F. W. **Cement Chemistry**. 2nd Edition. Published by Thomas Telford. 1997.

TELES, M.. Análise petrográfica do betão do terminal a do complexo petrolífero do porto de Leixões. In: III Congresso Internacional na Recuperação, Manutenção e Restauração de Edifícios. **Anais...** 12, 13 e 14 de Maio de 2010 – Rio de Janeiro – RJ, 2010.

THOMAZ, E. Execução, controle e desempenho das estruturas de concreto. **In: Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. Ed. G.C. Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005. 2 v, volume 1. p. 527-582.

VIDAL, T., CASTEL, A., FRANCOIS, R. Analyzing crack width to predict corrosion in reinforced concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 34, p. 165–174, 2004.

- VIDAL, T.; CASTEL, A.; François, R. Corrosion process and structural performance of a 17 year old reinforced concrete beam stored in chloride environment. **Cement and Concrete Research**, v. 37, p. 1551–1561, 2007.
- WANG, K.; JANSEN, D. C.; SHAH; S. P.; KARR, A. F. Permeability study of cracked concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 27, N^o. 3, p. 381-393, 1997.
- WEE, T. H.; SURYAVANSHI, A.K.; LOGENDRAN, D. Pore structure controlling the carbonation os a hardened cement matrix blended with mineral admixture. **Advances in Cement Research**, v. 11, n. 2, p. 81-95, 1999.
- WIN, P.; WATANABE, M.; MACHIDA, A.. Penetration profile of chloride ion in cracked reinforced concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 34, p. 1073–1079, 2004.
- YEAU, K.; KIM, E. An experimental study on corrosion resistance of concrete with ground granulate blast-furnace slag. **Cement and Concrete Research**, v. 35, p. 1391– 1399, 2005.
- YOON, I.; ÇOPUROGLU, O.; PARK, K. Effect of global climatic change on carbonation progress of concrete. **Atmospheric Environment**, v. 41, p. 7274–7285, 2007.
www.elsevier.com/locate/atmosenv.
- ZATT, P. J. R.; CADAMURO JR, I. W. Um estudo sobre fissuras em concreto. In: 6^o Encontro Tecnológico da Engenharia Civil e Arquitetura de Maringá. **Anais...** Maringá, 2000.
- ZIVICA, V. Corrosion of reinforcement induced by environment containing chloride and carbon dioxide. **Bull. Mater. Sci.**, v. 26, N^o. 6, p. 605–608, October 2003.

Apêndices

Apêndice A

Cálculo do consumo de cimento para a relação água/cimento = 0,42

Traço utilizado (cimento: agregado miúdo: agregado graúdo: água) = 1:2:3:0,42

$$C = \frac{1000}{\frac{1}{\gamma_c} + \frac{a}{\gamma_a} + \frac{b}{\gamma_b} + x}$$

Onde:

C = consumo de cimento por metro cúbico de concreto (Kg/m^3);

γ_c = massa específica do cimento (g/cm^3);

γ_a = massa específica do agregado miúdo (g/cm^3);

γ_b = massa específica do agregado graúdo (g/cm^3); e

x = relação água/cimento.

Portanto para o traço 1:2:3:0,42 e propriedades dos materiais utilizados, tem-se:

$$C = \frac{1000}{\frac{1}{2,99} + \frac{2}{2,60} + \frac{3}{2,99} + 0,42} = 396,83 \frac{Kg}{m^3}$$

Para a relação água/cimento igual a 0,42 foram utilizadas as seguintes quantidades de materiais:

Cimento = 52 Kg;

Agregado miúdo = 104 Kg;

Agregado graúdo = 156 Kg;

Água = 21,840 Kg; e

Aditivo superplastificante = 0,655 Kg.

Gráficos do Estudo de Dosagem

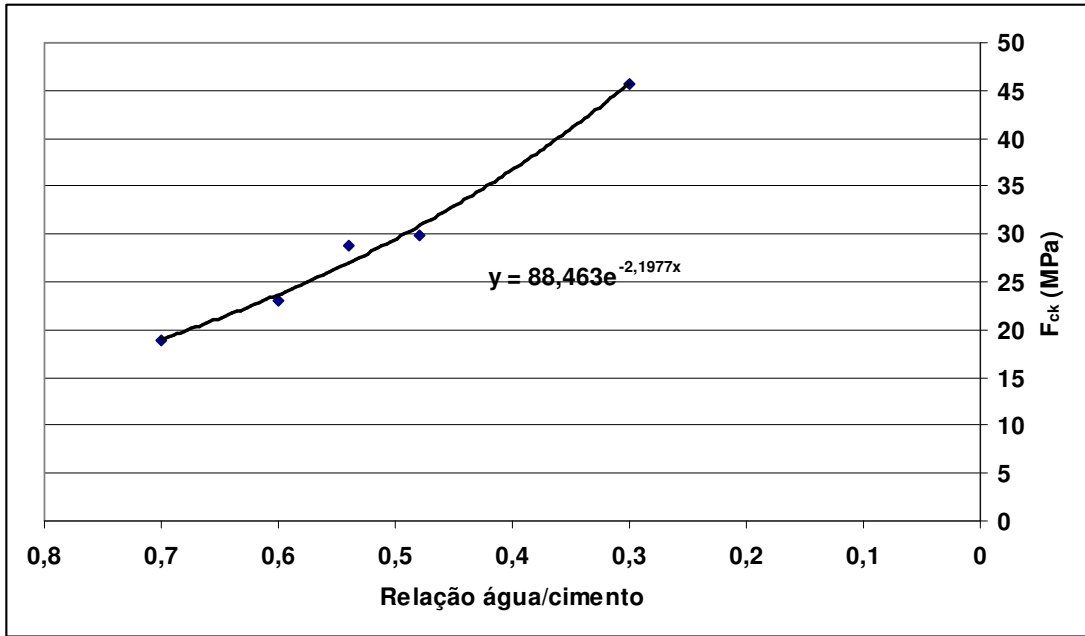


Gráfico do desenvolvimento da resistência à compressão em função da relação água/cimento

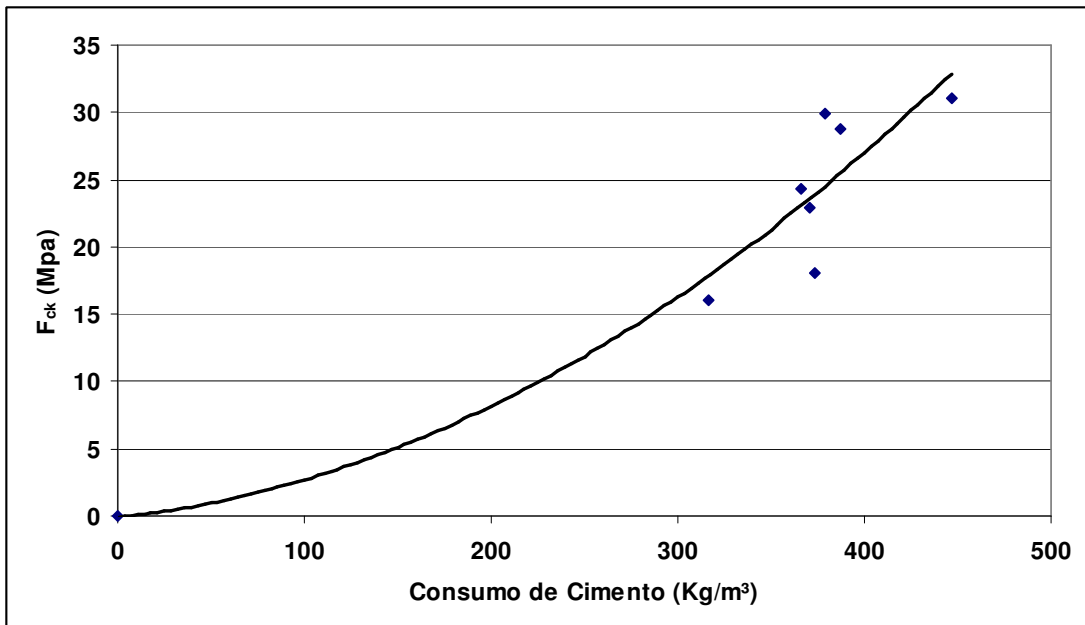
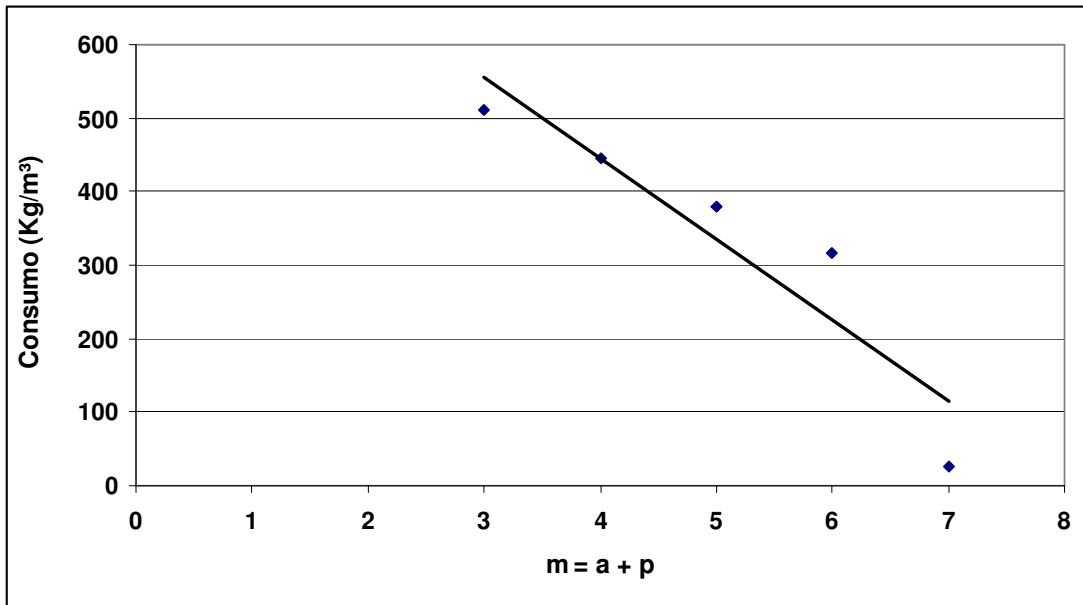


Gráfico da resistência à compressão em função do consumo de cimento



Consumo de cemento *versus* teor de agregados

Porcentagem retida e acumulada do agregado miúdo

Abertura das peneiras (mm)	% Retida individual	% Retida acumulada
6,3	0,00	0
4,8	0,12	0,12
2,4	3,62	3,74
1,2	12,68	16,42
0,6	33,34	49,76
0,3	35,98	85,74
0,15	11,46	97,20
Fundo	2,80	100,00

Porcentagem retida e acumulada do agregado graúdo

Abertura das peneiras (mm)	% Retida individual	% Retida acumulada
25,0	0	0,0
19,0	0,14	0,14
12,5	58,37	58,61
9,5	24,17	82,68
6,3	15,14	97,82
4,8	1,38	99,20
2,4	0,00	99,20
1,2	0,00	99,20
0,6	0,00	99,20
0,3	0,00	99,20
0,15	0,00	99,20
Fundo	0,80	100,00

Apêndice B

Resultados estatísticos de resistência à compressão axial

Na Tabela B.1 apresentam-se os resultados obtidos na comparação entre os valores médios de resistência à compressão axial em função do tipo de cura:

Tabela B.1 - Comparação entre os resultados de resistência à compressão axial.

Contraste	Diferença	Diferença significativa entre os resultados de resistência à compressão axial
M6ar - M6um	*10,3	Sim
M12ar - M12um	2,5	Não
M18ar - M18um	1,5	Não
M24ar - M24um	-4,0	Não

* Denota uma diferença estatisticamente significativa.

Esses resultados indicam o seguinte comportamento do concreto:

- Quando a diferença entre os for estatisticamente significativa (com asterisco) e positiva, o valor médio de resistência à compressão axial dos concretos em cura úmida foi maior do que as em cura ao ar.
- Quando a diferença entre os resultados não for estatisticamente significativa (sem asterisco) e positiva: a média do resultado de resistência a compressão axial dos concretos em cura úmida foi maior do que as em cura ao ar.
- Quando a diferença entre os resultados não for estatisticamente significativa (sem asterisco) e negativa, o valor médio de resistência à compressão axial dos concretos em cura úmida foi menor do que o das amostras em cura ao ar.

Apêndice C

Resultados estatísticos de profundidade de carbonatação para as situações de carregamento e cura

C1 Sem carregamento (SC)

A Tabela C1 apresenta as comparações entre as profundidades de carbonatação dos concretos sem carregamento, com cura ao ar em relação à cura úmida por 7 dias, nas idades de ensaio.

Tabela C1 - Comparações de profundidade de carbonatação entre os concretos M6arSC a M24umSC com cura úmida por 7 dias e cura ao ar, nas diferentes idades de ensaio.

Contraste	Diferença	Influência da cura na profundidade de carbonatação
M6arSC - M6umSC	-0,0	Não
M12arSC - M12umSC	0,1	Não
M18arSC - M18umSC	-0,2	Não
M24arSC - M24umSC	*-2,2	Sim

* Denota uma diferença estatisticamente significativa.

O resultado da comparação entre as médias dos valores de profundidade de carbonatação em função do tipo de cura:

- O valor médio de profundidade de carbonatação dos concretos em cura ao ar é menor que em cura úmida e essa diferença é estatisticamente significativa, quando a diferença entre os resultados for significativa (com asterisco) e positiva.
- O valor médio de profundidade de carbonatação dos concretos em cura ao ar é maior que em cura úmida, sem haver diferenças significativas entre os valores: a diferença entre os resultados é significativa e (com asterisco) e negativa.
- O valor médio de profundidade de carbonatação dos concretos em cura ao ar é maior que em cura úmida e a diferença entre os resultados não é significativa (sem asterisco) e negativa -

C2 Carregamento central de curta duração (CCCD)

As diferenças entre as médias dos resultados profundidade de carbonatação dos concretos com carregamento central de curta duração (CCCD), submetidos à cura ao ar e à cura úmida, nas idades de ensaio, podem ser observadas na Tabela C2.

Tabela C2 - Comparações da profundidade de carbonatação dos concretos M6arCCCD a M24umCCCD com cura úmida por 7 dias e cura ao ar, nas diferentes idades de ensaio.

Contraste	Diferença	Influência da cura na profundidade de carbonatação
M6arCCCD - M6umCCCD	-0,1	Não
M12arCCCD - M12umCCCD	*0,5	Sim
M18arCCCD - M18umCCCD	*-1,1	Sim
M24arCCCD - M24umCCCD	*-2,0	Sim

* Denota uma diferença estatisticamente significativa.

Em função do tipo de cura tem-se as seguintes situações:

- A diferença entre os resultados é estatisticamente significativa (com asterisco) e positiva: o valor médio de profundidade de carbonatação dos concretos em cura ao ar é menor do que em cura úmida.
- A diferença entre os resultados é estatisticamente significativa e (com asterisco) e negativa: o valor médio de profundidade de carbonatação dos concretos em cura ao ar é maior do que em cura úmida.
- A diferença entre os resultados não é estatisticamente significativa (sem asterisco) e negativa: o valor médio de profundidade de carbonatação dos concretos em cura ao ar é maior que em cura úmida.

C3 Carregamento central permanente (CCP)

A Tabela C3 apresenta as comparações entre as profundidades de carbonatação dos concretos submetidos ao carregamento central permanente, com cura ao ar em relação à cura úmida por 7 dias, nas idades de ensaio.

Tabela C3 - Comparações entre as profundidades de carbonatação dos concretos M6arCCP a M24umCCP com cura úmida por 7 dias e cura ao ar, nas diferentes idades de ensaio.

Contraste	Diferença	Influência da cura na profundidade de carbonatação
M6arCCP - M6umCCP	-0,3	Não
M12arCCP - M12umCCP	*0,6	Sim
M18arCCP - M18umCCP	-0,2	Não
M24arCCP - M24umCCP	*-2,9	Sim

* Denota uma diferença estatisticamente significativa.

Pode-se ter 4 situações nas comparações entre os tipos de cura:

- Quando a diferença entre os resultados é estatisticamente significativa (com asterisco) e positiva: o valor médio de profundidade de carbonatação em cura ao ar foi significativamente menor do que o valor médio de profundidade de carbonatação em cura úmida por sete dias.
- Quando a diferença entre resultados é estatisticamente significativa (com asterisco) e negativa: o resultado de profundidade de carbonatação em cura ar foi significativamente maior do que o resultado em cura úmida por sete dias.
- Quando a diferença entre os resultados não é estatisticamente significativa (sem asterisco) e positiva: o resultado de profundidade de carbonatação dos concretos submetidos a cura ao ar foi menor que os da cura úmida por sete dias.
- Quando a diferença entre os resultados não foi estatisticamente significativa (sem asterisco) e negativa: o valor de profundidade de carbonatação dos concretos submetidos à cura ao ar foi maior do que os da cura úmida por sete dias.

C4 Comparação entre os tipos de carregamento

A Tabela C1 apresenta as comparações entre as profundidades de carbonatação dos concretos com cura ao ar e cura úmida por 7 dias, nas situações de carregamento (carregamento central de curta duração e central permanente) e sem carregamento.

Tabela C4: Comparações entre as profundidades de carbonatação dos concretos com os tipos de carregamentos e curas utilizados neste trabalho.

Contraste	Diferença	Influência do carregamento na prof. de carbonatação
M6arCCP – M6arCCCD	0,15	Não
M6arCCP - M6arSC	0,26	Não
M6arCCCD - M6arSC	0,11	Não
M6umCCP – M6umCCCD	-0,01	Não
M6umCCP – M6umSC	0,00	Não
M6umCCCD - M6umSC	0,01	Não
M12arCCP – M12arCCCD	-0,10	Não
M12arCCP – M12arSC	-0,16	Não
M12arCCCD – M12arSC	-0,05	Não
M12umCCP – M12umCCCD	-0,02	Não
M12umCCP – M12umSC	0,34	Não
M12umCCCD – M12umSC	0,37	Não
M18arCCP – M18arCCCD	0,35	Não
M18arCCP – M18arSC	0,12	Não
M18arCCCD – M18arSC	*-0,47	Sim
M18umCCP – M18umCCCD	*0,60	Sim
M18umCCP – M18umSC	0,12	Não
M18umCCCD – M18umSC	*0,47	Sim
M24arCCP – M24arCCCD	*0,87	Sim
M24arCCP – M24arSC	*0,74	Sim
M24arCCCD – M24arSC	-0,13	Não
M24umCCP – M24umCCCD	0,04	Não
M24umCCP – M24umSC	0,05	Não
M24umCCCD – M24umSC	0,00	Não

* Denota uma diferença estatisticamente significativa.

Desses resultados tem-se:

- A diferença entre os resultados é estatisticamente significativa (com asterisco) e positiva: o valor médio de profundidade de carbonatação dos concretos submetidos ao carregamento central permanente (CCP) foi significativamente maior do que os submetidos a carregamento central de curta duração (CCCD) e sem carregamento (SC).

- A diferença entre os resultados é estatisticamente significativa (com asterisco) e negativa: o valor médio de profundidade de carbonatação dos concretos submetidos ao carregamento central permanente foi significativamente menor do que os submetidos ao carregamento central de curta duração (CCCD) e sem carregamento (SC).
- A diferença entre os resultados não é estatisticamente significativa (sem asterisco) e positiva: o resultado de profundidade de carbonatação de concretos submetidos ao carregamento central permanente (CCP) foi maior do que os submetidos a carregamento central de curta duração (CCCD) e sem carregamento (SC).
- A diferença entre os resultados não é estatisticamente significativa (sem asterisco) e negativa: o valor médio de profundidade de carbonatação dos concretos submetidos ao carregamento central permanente (CCP) foi menor do que os submetidos a carregamento central de curta duração (CCCD) e sem carregamento (SC).

C5 Comparação de profundidade de carbonatação nas idades de 6 e 24 meses

A Tabela C5 apresenta as comparações entre as profundidades de carbonatação dos concretos aos 6 meses em relação aos 12 meses de idade, com os tipos de carregamento (CCCD e CCP) e sem carregamento, cura ao ar e a cura úmida por 7 dias.

Tabela C5: Comparações de profundidade de carbonatação dos concretos com os diferentes tipos de carregamentos utilizados neste trabalho, nas idades de 6 e 24 meses.

Contraste	Diferença	Influencia da cura na profundidade de carbonatação
M6arCCP – M24arCCP	*-2,8	Sim
M6umCCP – M24umCCP	-0,2	Não
M6arCCCD – M24arCCCD	*-2,0	Sim
M6umCCCD – M24umCCCD	-0,1	Não
M6arSC – M24arSC	*-2,3	Sim
M6umSC – M24umSC	-0,1	Não

* Denota uma diferença estatisticamente significativa.

Com base na Tabela C5, tem-se:

- O valor médio de profundidade de carbonatação dos concretos em cura ao ar ou cura úmida, nas situações de carregamento (CCP e CCCD) e sem carregamento (SC) aos 6 meses é menor que aos 24 meses e essa diferença é estatisticamente significativa, quando a diferença entre os resultados for significativa (com asterisco) e negativa.

- O valor médio de profundidade de carbonatação dos concretos em cura ao ar ou cura úmida, nas situações de carregamento (CCP e CCD) e sem carregamento (SC) aos 6 meses é menor que aos 24 meses e essa diferença não é estatisticamente significativa, quando a diferença entre os resultados é negativa e sem asterisco.

Apêndice D

Resultados estatísticos de penetração de cloretos para as situações de carregamento e cura

D1 Sem carregamento (SC)

A Tabela D1 apresenta as comparações entre penetração de cloretos dos concretos sem carregamento, com cura ao ar em relação à cura úmida por 7 dias, nas idades de ensaio.

Tabela D1: Comparações entre os concretos M6arSC a 24umSC, com cura ao ar e cura úmida por 7 dias, nas diferentes idades de ensaio, para os resultados de penetração de cloretos.

Contraste	Diferença	Influência da cura na penetração de cloretos
M6arSC - M6umSC	0,0	Não
M12arSC - M12umSC	0,3	Não
M18arSC - M18umSC	*-1,8	Sim
M24arSC - M24umSC	*-0,8	Sim

* Denota uma diferença estatisticamente significativa.

Os resultados referentes às comparações apresentadas na Tabela D1 são muito similares aos encontrados nas amostras submetidas ao carregamento central de curta duração (CCCD), onde duas situações podem ser destacadas:

- O valor médio de penetração de cloretos em cura ao ar foi significativamente maior que o valor médio em cura úmida aos sete dias (diferença entre os resultados foi negativa e com asterisco).
- O resultado de penetração de cloretos em cura ar foi maior que o resultado em cura úmida por sete dias (diferença entre os resultados foi negativa e sem asterisco), e as diferenças não foram estatisticamente significativas na comparação entre os valores de penetração de cloretos.

D2 Carregamento central de curta duração (CCCD)

A Tabela D2 apresenta as comparações entre penetração de cloretos dos concretos com carregamento central de curta duração, com cura ao ar em relação à cura úmida por 7 dias, nas idades de ensaio (6, 12, 18 e 24 meses).

Tabela D2: Comparações entre os resultados de penetração de cloretos dos concretos M6arCCCD a 24umCCCD com cura úmida por 7 dias e cura ao ar, nas diferentes idades de ensaio.

Contraste	Diferença	Influência da cura na penetração de cloretos
M6arCCCD - M6umCCCD	0,0	Não
M12arCCCD - M12umCCCD	0,3	Não
M18arCCCD - M18umCCCD	*-3,0	Sim
M24arCCCD - M24umCCCD	*-0,8	Sim

* Denota uma diferença estatisticamente significativa.

Na Tabela D2 são comparadas as médias dos resultados de profundidade de carbonatação dos concretos com carregamento central de curta duração, submetidas à cura ao ar em relação à cura úmida por sete dias, nas idades de ensaio.

Os resultados das situações de comparação entre os tipos de cura foram:

a) quando o resultado for valor negativo e com asterisco. O valor médio de penetração de cloretos em cura ao ar foi significativamente maior que o valor médio em cura úmida por 7;

b) quando o resultado for valor positivo e sem asterisco. O resultado de penetração de cloretos em cura ar foi maior que o resultado em cura úmida por sete dias, porém, sem diferenças estatísticas (para concretos ensaiados aos 12 meses de idade);

Aos 6 meses de idade a diferença entre os resultados de penetração de cloretos foi igual, ou seja, os resultados foram praticamente iguais. Aos 12 meses os concretos submetidos à cura ao ar tiveram menores valores de penetração de cloretos em comparação com os concretos submetidos à cura úmida, não havendo diferenças significativas entre eles.

Aos 18 e 24 meses os valores de penetração de cloretos nos concretos submetidos à cura ao ar foram maiores do que em cura úmida (maior diferença aos 18 meses) com diferenças entre os resultados estatisticamente significativas.

D3 Carregamento central permanente (CCP)

A Tabela D3 apresenta as comparações entre penetração de cloretos dos concretos com carregamento central permanente, com cura ao ar em relação à cura úmida por 7 dias, ao longo de dois anos.

Tabela D3: Comparações entre os resultados de penetração de cloretos para aos concretos com carregamento central permanente M6arCCP a 24umCCP, com cura úmida por 7 dias e cura ao ar, nas diferentes idades de ensaio.

Contraste	Diferença	Influência da cura na penetração de cloretos
M6arCCP - M6umCCP	0,0	Não
M12arCCP - M12umCCP	-0,4	Não
M18arCCP - M18umCCP	*0,1	Sim
M24arCCP - M24umCCP	*-0,7	Sim

* Denota uma diferença estatisticamente significativa.

Nesses resultados observam-se diferenças significativas aos 18 e 24 meses. Aos 24 meses o valor médio de penetração de cloretos dos concretos em cura ao ar foi significativamente maior do que os em cura úmida. Aos 18 meses ocorreu o inverso: os concretos em cura úmida tiveram maior resultado em relação a cura ao ar. Quanto as outras idades (6 e 12 meses), não houve diferenças significativas entre os resultados obtidos.

D4 Comparação entre os tipos de carregamento

A Tabela D4 apresenta as comparações entre penetração de cloretos dos concretos nas situações de carregamento (CCCD e CCP) e sem carregamento (SC), em cura ao ar e cura úmida por 7 dias, nas idades de ensaio.

Tabela D4: Comparações entre os resultados de penetração de cloretos dos concretos com os diferentes tipos de carregamentos (Carregamento central permanente - CCP, Carregamento central de curta duração - CCCD, sem carregamento - SC), nas diferentes idades de ensaio e cura.

Contraste	Diferença	Influência do carregamento na penetração de cloretos
M6arCCP – M6arCCCD	0,0	Não
M6arCCP - M6arSC	0,1	Não
M6arCCCD - M6arSC	0,1	Não
M6umCCP – M6umCCCD	0,0	Não
M6umCCP – M6umSC	0,1	Não
M6umCCCD - M6umSC	0,1	Não
M12arCCP – M12arCCCD	0,0	Não
M12arCCP – M12arSC	-0,1	Não
M12arCCCD – M12arSC	0,0	Não
M12umCCP – M12umCCCD	0,0	Não
M12umCCP – M12umSC	0,0	Não
M12umCCCD – M12umSC	0,0	Não
M18arCCP – M18arCCCD	*-1,5	Sim
M18arCCP – M18arSC	*0,6	Sim
M18arCCCD – M18arSC	*-0,9	Não
M18umCCP – M18umCCCD	0,3	Não
M18umCCP – M18umSC	-0,1	Não
M18umCCCD – M18umSC	-0,4	Não
M24arCCP – M24arCCCD	0,4	Não
M24arCCP – M24arSC	0,3	Não
M24arCCCD – M24arSC	-0,1	Não
M24umCCP – M24umCCCD	0,4	Não
M24umCCP – M24umSC	0,3	Não
M24umCCCD – M24umSC	-0,17	Não

* Denota uma diferença estatisticamente significativa.

Na comparação entre os carregamentos tem-se:

- A diferença entre os resultados é estatisticamente significativa (com asterisco) e negativa: o valor médio de penetração de cloretos dos concretos submetidos ao carregamento central permanente foi significativamente menor do que os submetidos ao carregamento central de curta duração (CCCD) e sem carregamento (SC).
- A diferença entre os resultados não é estatisticamente significativa (sem asterisco) e positiva. O resultado de penetração de cloretos de concretos submetidos ao carregamento central permanente (CCP) foi maior do que os submetidos a carregamento central de curta duração (CCCD) e sem carregamento (SC).
- A diferença entre os resultados não é estatisticamente significativa (sem asterisco) e negativa. O valor médio de profundidade de carbonatação dos concretos submetidos ao carregamento central permanente (CCP) foi menor do que os submetidos a carregamento central de curta duração (CCCD) e sem carregamento (SC).
- A diferença entre os resultados não é estatisticamente significativa (sem asterisco) e positiva. O valor médio de profundidade de carbonatação dos concretos submetidos ao carregamento central permanente (CCP) foi maior do que os submetidos a carregamento central de curta duração (CCCD) e sem carregamento (SC).

D5 Comparação de penetração de cloretos nas idades de 6 e 24 meses

A Tabela D5 apresenta as comparações entre as penetração de cloretos dos concretos aos 6 meses em relação aos 12 meses de idade, com os tipos de carregamento (CCCD e CCP) e sem carregamento, cura ao ar e a cura úmida por 7 dias.

Tabela D5: Comparações das profundidades de penetração de cloretos entre aos concretos com os diferentes carregamentos utilizados neste trabalho, nas idades de 6 e 24 meses.

Contraste	Diferença	Influência da cura na penetração de cloretos
M6arCCP – M24arCCP	*-3,4	Sim
M6umCCP – M24umCCP	*-2,7	Sim
M6arCCCD – M24arCCCD	*-3,0	Sim
M6umCCCD – M24umCCCD	*-2,2	Sim
M6arSC – M24arSC	*-3,3	Sim
M6umSC – M24umSC	*-2,4	Sim

* Denota uma diferença estatisticamente significativa.

Com base na Tabela D5, tem-se:

- O valor médio de penetração de cloretos dos concretos em cura ao ar ou cura úmida, nas situações de carregamento (CCP e CCCD) e sem carregamento (SC) aos 6 meses é menor que aos 24 meses e essa diferença é estatisticamente significativa, quando a diferença entre os resultados estiver com asterisco e foi negativa.