



Dissertação de Mestrado

**CARBONATAÇÃO E ABSORÇÃO CAPILAR EM CONCRETOS DE CIMENTO
PORTLAND BRANCO COM ALTOS TEORES DE ADIÇÃO DE ESCÓRIA DE
ALTO FORNO E ATIVADOR QUÍMICO**

Daniel Sacchet Barin

PPGEC

Santa Maria, RS, Brasil

2008

**CARBONATAÇÃO E ABSORÇÃO CAPILAR EM CONCRETOS DE CIMENTO
PORTLAND BRANCO COM ALTOS TEORES DE ADIÇÃO DE ESCÓRIA DE
ALTO FORNO E ATIVADOR QUÍMICO**

por

Daniel Sacchet Barin

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS) como requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**

PPGEC

Santa Maria, RS, Brasil

2008

Universidade Federal de Santa Maria
Centro de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

A Comissão Examinadora, abaixo assinada,
aprova a Dissertação de Mestrado

**CARBONATAÇÃO E ABSORÇÃO CAPILAR EM CONCRETOS DE CIMENTO
PORTLAND BRANCO COM ALTOS TEORES DE ADIÇÃO DE ESCÓRIA DE
ALTO FORNO E ATIVADOR QUÍMICO**

elaborada por
Daniel Sacchet Barin

Como requisito parcial para a obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil

COMISSÃO EXAMINADORA:

Prof. Dr. Antônio Luiz Guerra Gastaldini - Orientador - UFSM/RS

Prof. Dr. Geraldo Cechella Isaia - UFSM/RS

Prof. Dr. Enio José Pazini Figueiredo - UFG/GO

Santa Maria, 12 de agosto de 2008

*Quando sonhamos sozinhos é apenas um sonho.
Quando sonhamos juntos é o início de uma nova realidade.
(Dom Élder Câmara)*

AGRADECIMENTOS

Agradeço, em primeiro lugar, a Deus, por ter me abençoado com o dom da vida. Agradeço a toda a minha família, em especial aos meus pais Valter e Madalena, a meus irmãos Fábio, Diego e Flávia, à minha afilhada Gabriela e a meus sobrinhos, Marina, Bruna e Rafael. A todos aqueles que já partiram, mas permanecem presentes em espírito, iluminando meu caminho. A todos os meus amigos, que sempre foram verdadeiros irmãos. Todas estas pessoas com certeza me deram o alicerce de que minha obra necessitava.

Agradeço ao Prof. Dr. Antônio Luiz Guerra Gastaldini, não apenas por ter sido meu orientador, mas também por toda a amizade e conhecimento por ele passado.

A todos os professores do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, pela parceria e ensinamentos por eles transmitidos, destacando os professores Geraldo Isaia, Eduardo Rizzatti, Tatiana Cervo e Jorge Pizzutti dos Santos.

Ao professor Enio José Pazini Figueiredo, pela participação na banca examinadora.

Agradeço a todos os colegas do curso de Pós-Graduação, especialmente ao Alessandro Hoppe, André Lübeck, Éder Pedrozo, Henrique Siqueira, José Teixeira, Letícia Meira, Lori Ane Scremin, Mauro Friedrich e Sílvio Beck pelo coleguismo, parceria e força.

A todos os alunos bolsistas de iniciação científica do curso de graduação em Engenharia Civil, participantes do Grupo de Pesquisas em Concreto (GEPECON), Andriago Zanella, Antônia Moro, Dilnei Severo, Ivan Bolzzon, Karina Veiga, Marcela Engel, Marcelo Oliveira e Mauren Ferrari pela amizade e pelos serviços realizados.

Ao Eliomar, Mauro, Paulo, João, Aleise, Vítor, Marialva... enfim, a todos os funcionários do PPGEC e Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC/UFSM) pela disponibilidade e presteza com os trabalhos de pesquisa.

Aos amigos da Votorantim Cimentos e à Cimento Mizu pelos materiais cedidos.

Ao CNPq, CAPES e FAPERGS, pelos recursos disponibilizados.

Enfim, a todos aqueles que, de uma forma ou de outra, ajudaram a tornar este sonho uma realidade.

MUITO OBRIGADO!

SUMÁRIO

RESUMO	10
ABSTRACT	11
LISTA DE TABELAS	12
LISTA DE FIGURAS	14
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS	17

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO

1.1 - Introdução.....	19
1.1.1 - Importância do tema.....	22
1.1.2 - Objetivos.....	24
1.1.3 - Justificativa da pesquisa.....	25
1.1.4 - Limitações da pesquisa.....	25
1.2 - Mecanismos de transporte no concreto.....	26
1.2.1 - Absorção capilar.....	28
1.2.2 - Difusão.....	30
1.3 - Corrosão das armaduras.....	30
1.4 - Adições minerais.....	34
1.5 - Durabilidade dos concretos com adições minerais.....	36

CAPÍTULO II - A CARBONATAÇÃO NO CONCRETO

2.1 - Introdução.....	38
2.2 - Mecanismo da carbonatação.....	39
2.2.1 - Determinação da carbonatação.....	50
2.3 - Carbonatação no concreto com adições minerais.....	54

CAPÍTULO III - CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND BRANCO

3.1 - Introdução.....	62
3.2 - Cimento Portland branco.....	63
3.2.1 - Características químicas do cimento Portland branco.....	64
3.2.2 - Características físicas do cimento Portland branco.....	67
3.2.3 - Características mecânicas do cimento Portland branco.....	67
3.3 - Concreto de cimento Portland branco.....	68
3.3.1 - Exemplos de utilização de concreto de cimento Portland branco.....	69

CAPÍTULO IV - ESCÓRIA DE ALTO FORNO E ATIVADORES QUÍMICOS

4.1 - Introdução.....	73
4.2 - Escória de alto forno.....	73
4.2.1 - Processo de obtenção da escória de alto forno.....	74
4.2.2 - Características físicas da escória de alto forno.....	76
4.2.3 - Características químicas da escória de alto forno.....	77
4.3 - Ativadores químicos.....	79
4.3.1 - Ativadores químicos e a escória de alto forno.....	80

CAPÍTULO V - INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL

5.1 - Introdução.....	83
5.2 - Materiais utilizados.....	84
5.3 - Caracterização dos materiais.....	84
5.3.1 - Cimento Portland branco.....	84
5.3.2 - Cimento Portland CP V ARI.....	85
5.3.3 - Escória de alto forno.....	86
5.3.4 - Características químicas dos aglomerantes.....	86
5.3.5 - Agregados.....	87
5.3.6 - Aditivo.....	88
5.3.7 - Água.....	89

5.3.8 - Ativador químico.....	89
5.3.9 - Gás carbônico.....	89
5.4 - Dosagem dos concretos.....	89
5.5 - Moldagem dos corpos-de-prova.....	91
5.6 - Cura do concreto.....	92
5.7 - Pré-condicionamento dos corpos-de-prova para os ensaios de absorção capilar e carbonatação acelerada.....	93
5.8 - Ensaio em pasta.....	97
5.8.1 - Tempo de início de pega cimento e escória.....	97
5.8.2 - Porosimetria.....	98
5.9 - Ensaio no concreto.....	99
5.9.1 - Ensaio de resistência à compressão axial.....	99
5.9.2 - Ensaio de absorção capilar.....	99
5.9.3 - Ensaio de carbonatação acelerada.....	100

CAPÍTULO VI - ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

6.1 - Introdução.....	103
6.2 - Ensaio mecânicos.....	103
6.2.1 - Resistência à compressão axial do concreto branco.....	103
6.2.2 - Resistência à compressão axial do concreto cinza.....	112
6.3 - Ensaio de durabilidade.....	115
6.3.1 - Porosimetria por intrusão de mercúrio.....	115
6.3.2 - Absorção capilar.....	119
6.3.2.1 - Absorção capilar em igualdade de resistência.....	124
6.3.3 - Carbonatação acelerada no concreto de cimento Portland branco.....	128
6.3.3.1 - Carbonatação acelerada no concreto de cimento Portland branco em igualdade de resistência.....	134
6.3.4 - Carbonatação acelerada no concreto de cimento Portland CP V ARI.....	137

6.3.4.1 - Carbonatação acelerada no concreto de cimento Portland cinza em igualdade de resistência.....	142
6.3.5 - Comparação dos resultados de carbonatação obtidos com CPB e CPV.....	145
6.3.5.1 - Comparação da carbonatação dos concretos cinza e branco em igualdade de resistência.....	148
6.4 - Análise de custos.....	150
6.4.1 - Análise dos custos em relação a resistência à compressão.....	150

CAPÍTULO VII - CONCLUSÕES

7.1 - Introdução.....	157
7.2 - Resistência à compressão axial.....	157
7.3 - Absorção capilar.....	158
7.4 - Carbonatação acelerada.....	158
7.5 - Custos.....	159
7.6 - Considerações finais.....	160
7.7 - Sugestões para pesquisas futuras.....	161

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	162
--	------------

RESUMO

Dissertação de Mestrado
Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Santa Maria, RS, Brasil

CARBONATAÇÃO E ABSORÇÃO CAPILAR EM CONCRETOS DE CIMENTO PORTLAND BRANCO COM ALTOS TEORES DE ADIÇÃO DE ESCÓRIA DE ALTO FORNO E ATIVADOR QUÍMICO

Autor: Daniel Sacchet Barin

Orientador: Antônio Luiz Guerra Gastaldini

Local e Data da Defesa: Santa Maria, 12 de agosto de 2008.

O fenômeno da carbonatação, reação entre o CO_2 da atmosfera em presença de umidade com os produtos de hidratação do cimento Portland, provoca a redução do pH do concreto a níveis que podem causar a eliminação da película passivadora do aço, podendo ocorrer a instalação do mecanismo de corrosão das armaduras, uma das principais patologias em estruturas de concreto armado, desde que para isto, exista oxigênio, umidade e uma diferença de potencial entre dois pontos distintos da barra de aço. Esta pesquisa analisou o desempenho de diferentes misturas de concretos produzidos com cimento Portland branco com altos teores de escória de alto forno, com e sem ativador químico sulfato de sódio (Na_2SO_4), frente à resistência à compressão, absorção capilar e carbonatação. Para efeito de comparação da resistência à carbonatação, também foram moldadas amostras com concreto de cimento Portland cinza. Para o concreto de cimento Portland branco foram adotados os teores de adição de escória de 0%, 50% sem e com ativador químico no teor de 4% e 70%. Com o cimento Portland cinza foram produzidos concretos com 0% e 50% de adição de escória sem e com ativador químico. Para cada mistura foram adotadas três relações água/aglomerante, 0,30, 0,42 e 0,55. Os corpos-de-prova, moldados com cimento Portland branco, destinados aos ensaios de resistência à compressão foram rompidos aos 3, 7, 28 e 91 dias e os ensaios de absorção capilar foram realizados 91 dias após a moldagem. As amostras destinadas ao ensaio de carbonatação acelerada, moldadas com os dois tipos de cimento, foram submetidas a uma atmosfera com concentração de 2% de CO_2 , temperatura de $23\pm 1^\circ\text{C}$ e umidade relativa de $75\pm 2\%$. A determinação da profundidade carbonatada foi realizada nas idades de 0, 3, 6, 9 e 12 semanas, após a entrada na câmara de carbonatação. Dos resultados obtidos constatou-se redução nos valores de resistência à compressão das misturas com escória com o aumento no teor de adição e da relação água/aglomerante, porém, em idades mais avançadas, a diferença entre as resistências das misturas com adição e aquelas da mistura de referência foi menor que nas primeiras idades. A absorção capilar diminuiu com o aumento no teor de adição de escória, consequência do refinamento dos poros. A profundidade de carbonatação, para os concretos branco e cinza, aumentou com o aumento no teor de escória e a utilização de ativador químico. Na comparação entre os concretos de cimento Portland branco e cinza analisados, para mesmo teor de adição e relação água/aglomerante, as maiores profundidades de carbonatação foram atingidas pelo concreto branco, e esta diferença foi maior à medida que aumentou a relação água/aglomerante.

Palavras-chave: cimento Portland branco, escória de alto forno, carbonatação, absorção capilar, resistência à compressão.

ABSTRACT

Master's Thesis
Post-Graduation Program in Civil Engineering
Universidade Federal de Santa Maria, RS, Brazil

CARBONATION AND CAPILLARY ABSORPTION IN CONCRETES OF WHITE PORTLAND CEMENT WITH HIGH CONTENTS OF BLAST FURNACE SLAG AND CHEMICAL ACTIVATORS

Author: Daniel Sacchet Barin
Tutor: Prof. Dr. Antônio Luiz Guerra Gastaldini
Date and defense's Location: Santa Maria, 12 of august 2008

The carbonation phenomenon, reaction between CO₂ from the atmosphere in the presence of humidity with the Portland cement hydration products, induces pH reduction to levels that can cause the elimination of steel's protective layer, enabling the corrosion mechanism of the steel structure to start.. This is one of the main pathologies in the reinforced concrete and its occurrence depends on the existence of oxygen, humidity and potential difference between two different locations of the steel bar. This research analyzed the performance of different concrete mixtures produced with Portland cement with high levels of blast furnace slag, with and without the chemical activator sodium sulfate (Na₂SO₄), in relation to compressive strength, capillary absorption and carbonation. For comparison purposes, gray Portland cement concrete test samples were also cast. For the white Portland cement concrete, slag contents of 0% and 50%, without and with chemical activator at concentrations of 4% and 70% were chosen. With the gray Portland cement it was produced concrete with 0% and 50% of slag addition, with and without chemical activator. For each mixture was adopted water/binder ratios of 0.30, 0.42 and 0.55. The samples cast with white Portland cement, destined to the compressive strength tests were broken at 3, 7, 28 and 91 days and the capillary absorption tests were done 91 days after molding. The samples destined to accelerated carbonation tests, cast with the two kinds of cements, were submitted to an atmosphere with 2% CO₂ concentration, temperature of 23±1°C and relative humidity of 75±2%. The carbonation depths determination was realized in the ages of 0, 3, 6, 9 and 12 weeks, after entrance in the chamber. From results obtained it was noticed that compressive strength reduced as the slag content and water/binder ration increased. In more advanced ages, however, the difference in compressive strength between mixtures with slag and the reference mixture was smaller than in the first ages. The capillary absorption reduced with the slag content increase, as a consequence of the refinement pores. The carbonation depth, for the white and gray concretes, increased with the slag content and the chemical activator utilization. In a comparison between white and gray Portland cement concretes, for the same slag content and water/binder ratio, the higher carbonation depths were reached with the white concrete, and this difference was higher when the water/binder ratio was increased.

Keywords: white Portland cement, blast furnace slag, carbonation, capillary absorption

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Variáveis que influenciam o processo de carbonatação (Bertos <i>et al.</i> , 2004).....	48
Tabela 2.2 - Variações nas propriedades físicas devido à carbonatação (Bertos <i>et al.</i> , 2004).....	49
Tabela 2.3 - Parâmetros adotados por diferentes pesquisadores (Pauletti, 2004).....	51
Tabela 2.4 - Características de ensaios e respectivos coeficientes de carbonatação.....	52
Tabela 3.1 - Composição típica de cimentos Portland brancos (Neville, 1997).....	65
Tabela 3.2 - Principais compostos dos cimentos Portland branco e cinza (Hamad, 1995).....	66
Tabela 4.1 - Composição química da escória de alto forno x cimento Portland (Lea,1998).....	77
Tabela 5.1 - Caract. físicas e mecânicas cimento Portland branco.....	85
Tabela 5.2 - Caract. físicas e mecânicas cimento Portland CPV ARI...	85
Tabela 5.3 - Características físicas da escória de alto forno.....	86
Tabela 5.4 - Composição química dos aglomerantes.....	86
Tabela 5.5 - Características físicas dos agregados graúdo e miúdo.....	87
Tabela 5.6 - Traços unitários das misturas pesquisadas.....	90
Tabela 5.7 - Quantidade de materiais por m ³ de concreto.....	91
Tabela 5.8 - Tempos de cura, pré-condicionamento e idade cronológica dos ensaios.....	97
Tabela 5.9 - Tempos de início de pega para as misturas de cimento Portland branco e escória de alto forno.....	98
Tabela 6.1 - Valores de resistência à compressão axial dos concretos estudados.....	104
Tabela 6.2 - Classificação das misturas em relação à resistência à compressão aos 91 dias.....	109
Tabela 6.3 - Coeficientes da curva de Abrams para a resistência à compressão axial das misturas pesquisadas.....	110

Tabela 6.4 - Relações a/agl para os níveis de resistência adotados....	111
Tabela 6.5 - Resistência à compressão axial - cimento CP V ARI.....	112
Tabela 6.6 - Coeficientes da curva de Abrams para a resistência à compressão axial das misturas de cimento CP V ARI.....	113
Tabela 6.7 - Relações a/agl para os níveis de resistência adotados....	113
Tabela 6.8 - Volume de intrusão de mercúrio e diâmetro crítico.....	115
Tabela 6.9 - Valores de absorção capilar para as diferentes misturas..	120
Tabela 6.10 - Coeficientes da curva de Abrams para a absorção capilar das misturas pesquisadas.....	124
Tabela 6.11 - Valores de absorção capilar para os níveis de resistência adotados e suas respectivas relações a/agl.....	125
Tabela 6.12 - Classificação das misturas em rel. absorção capilar.....	128
Tabela 6.13 - Profundidades de carbonatação para os diferentes períodos de exposição e o coeficiente de carbonatação das misturas compostas com cimento Portland branco.....	129
Tabela 6.14 - Equações de correlação linear das misturas de CPB.....	135
Tabela 6.15 - Valores dos coeficientes de carbonatação em igualdade de resistência e suas respectivas relações a/agl (CPB).....	135
Tabela 6.16 - Profundidades de carbonatação para os diferentes períodos de exposição e o coeficiente de carbonatação das misturas compostas com cimento Portland CP V ARI.....	137
Tabela 6.17 - Equações de correlação linear das misturas de CPV.....	142
Tabela 6.18 - Valores dos coeficientes de carbonatação em igualdade de resistência e suas respectivas relações a/agl (CPV).....	142
Tabela 6.19 - Preço de custo dos insumos (janeiro/2008).....	150
Tabela 6.20 - Valores em R\$/m ³ das misturas pesquisadas em função da resistência à compressão aos 91 dias.....	151
Tabela 6.21 - Constantes da curva de Abrams para a resistência à compressão axial aos 91 dias x custo (R\$/m ³).....	152
Tabela 6.22 - Custo (R\$/m ³) das misturas para os níveis de resistência à compressão aos 91 dias adotados	153

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Curva de Keeling. Aumento da concentração de CO ₂ na atmosfera.....	23
Figura 1.2 - Célula de corrosão em concreto armado (Alvim, 2002).....	32
Figura 2.1 - Diagrama de Pourbaix. Diagrama de equilíbrio termodinâmico (Helene, 1986).....	40
Figura 2.2 - Variação da profundidade de carbonatação com o tempo e em função da relação a/agl (Helene, 1986).....	43
Figura 2.3 - Porosidade e profundidade de carbonatação.....	44
Figura 2.4 - Esquema do processo de carbonatação (Walton <i>et al.</i> , 1998 <i>apud</i> Bertos <i>et al.</i> , 2004).....	47
Figura 2.5 - Mecanismo da carbonatação acelerada (Maries, 1985 <i>apud</i> Bertos <i>et al.</i> , 2004).....	48
Figura 2.6 - KCO ₂ X Concentração CO ₂ - Mistura de referência.....	53
Figura 2.7 - KCO ₂ X Concentração CO ₂ - Mistura com 50% EAF.....	53
Figura 2.8 - KCO ₂ X Concentração CO ₂ - Mistura com 70% EAF.....	53
Figura 3.1 - RSA Tower Montgomery, Alabama, EUA.....	70
Figura 3.2 - Aeroporto de Dulles, Chicago, EUA.....	70
Figura 3.3 - Arquidiocese de Los Angeles, Califórnia, EUA.....	71
Figura 3.4 - Torre do Tombo, Lisboa, Portugal.....	71
Figura 3.5 - Museu Iberê Camargo, Porto Alegre, Brasil.....	71
Figura 3.6 - Edifício Flextronics, Sorocaba, Brasil.....	72
Figura 3.7 - Panamerica Park, São Paulo, Brasil.....	72
Figura 4.1 - Esquema de funcionamento do alto forno (Wikipédia, 2002).....	75
Figura 5.1 - Curva granulométrica do agregado miúdo.....	88
Figura 5.2 - Curva granulométrica do agregado graúdo.....	88
Figura 5.3 - Esquema de corte dos corpos-de-prova para o ensaio de carbonatação acelerada.....	94
Figura 5.4 - Esquema de corte dos corpos-de-prova para o ensaio de absorção capilar.....	94
Figura 5.5 - Bandeja com o material moído.....	95

Figura 5.6 - Esquema de realização do ensaio de absorção capilar.....	100
Figura 5.7 - Sentido da carbonatação.....	100
Figura 5.8 - Contorno da região carbonatada.....	101
Figura 5.9 - Contorno dividido em linhas verticais espaçadas 1 mm umas das outras.....	102
Figura 6.1 - Resistência à compressão x relação a/agl 0,30.....	104
Figura 6.2 - Resistência à compressão x relação a/agl 0,42.....	106
Figura 6.3 - Resistência à compressão x relação a/agl 0,55.....	107
Figura 6.4 - Resistência à compressão x relação a/agl - Níveis de resistência adotados de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa.....	112
Figura 6.5 - Resistência à compressão x relação a/agl - Níveis de resistência adotados de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa - concreto de cimento Portland CP V ARI.....	114
Figura 6.6 - Porosidade x tempo.....	117
Figura 6.7 - Diâmetro crítico x tempo.....	118
Figura 6.8 - Absorção capilar x relação a/agl.....	120
Figura 6.9 - Absorção capilar x porosidade.....	123
Figura 6.10 - Absorção capilar x diâmetro crítico.....	123
Figura 6.11 - Absorção capilar x resistência à compressão aos 91 dias. Níveis de resistência adotados de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa.....	126
Figura 6.12 - Absorção capilar x relação a/agl - Níveis de resistência adotados de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa.....	127
Figura 6.13 - Determinação do coeficiente Kc a partir das profundidades carbonatadas - CPB.....	129
Figura 6.14 - Coeficiente de carbonatação x relação a/agl - CPB.....	130
Figura 6.15 - Coeficiente de carbonatação x teor de adição - CPB.....	131
Figura 6.16 - Coeficiente de carbonatação x porosidade (CPB).....	134
Figura 6.17 - Coeficiente de carbonatação x resistência à compressão - CPB. Níveis de resistência adotados de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa	135
Figura 6.18 - Coeficiente de carbonatação x relação a/agl - CPB. Níveis de resistência adotados de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa.....	136

Figura 6.19 - Determinação do coeficiente Kc a partir das profundidades carbonatadas - CP V ARI.....	138
Figura 6.20 - Coeficiente de carbonatação x relação a/agl - CP V ARI..	139
Figura 6.21 - Coeficiente de carbonatação x teor de adição - CP V ARI.....	140
Figura 6.22 - Avanço da carbonatação (ensaio acelerado) (Nakamoto e Togawa, 1995).....	141
Figura 6.23 - Relação entre a finura da escória de alto forno e grau de carbonatação (Nakamoto e Togawa, 1995).....	141
Figura 6.24 - Coeficiente de carbonatação x resistência à compressão - CP V ARI - Níveis adotados de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa.....	143
Figura 6.25 - Coeficiente de carbonatação x relação a/agl - CP V ARI Níveis adotados de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa.....	143
Figura 6.26 - Coeficiente de carbonatação Ref (CPB) x Ref V (CP V ARI).....	145
Figura 6.27 - Coeficiente de carbonatação 50E (CPB) x 50E V (CP V ARI).....	146
Figura 6.28 - Coeficiente de carbonatação 50A (CPB) x 50A V (CP V ARI).....	147
Figura 6.29 - Coeficiente carbonatação x resistência à compressão - CPB x CP V ARI.....	148
Figura 6.30 - Coeficiente de carbonatação x relação a/agl - CPB X CP V ARI.....	149
Figura 6.31 - Custo x resistência a compressão aos 91 dias - CPB.....	154
Figura 6.32 - Custo x resistência a compressão aos 91 dias - CP V ARI.....	154
Figura 6.33 - Custo x níveis de resistência adotados	155

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

a/agl - Relação água/aglomerante (cimento + escória) em massa

°C - graus centígrados

C₃A - Aluminato tri-cálcico

C₄AF - Ferroaluminato tetra-cálcico

C₂S - Silicato di-cálcico

C₃S - Silicato tri-cálcico

Ca²⁺ - Íon cálcio

CaCO₃ - Carbonato de cálcio

CaO - cal ou óxido de cálcio

Ca(OH)₂ ou CH - Hidróxido de cálcio

CEB - Comitê Euro-International du Beton

Cl⁻ - Íon cloreto

CO₂ - Dióxido de carbono

CP - Corpo de prova

CPB - Cimento Portland branco

CP V ARI - Cimento Portland tipo V - Alta Resistência Inicial

C-S-H - Silicato de cálcio hidratado

EAF - Escória de alto forno

Fe(OH)₂ - Hidróxido ferroso

f_c - Resistência à compressão axial, em MPa

KCO₂ - Coeficiente de carbonatação, em mm/ $\sqrt{\text{sem}}$

KOH - Hidróxido de potássio

H - Hidrogênio

LMCC - Laboratório de Materiais de Construção Civil

MPa - Mega Pascal

m_d - Massa do corpo após permanência em estufa

m_{d75} - Massa da amostra de concreto após permanência em estufa

m_o - Massa inicial dos corpos-de-prova

m_{e75} - Massa da amostra de concreto em ambiente com umidade relativa de 75 ± 2% e temperatura de 23 ± 2 °C

Na₂CO₃ - Carbonato de sódio

NaOH - Hidróxido de sódio

Na₂SO₄ - Sulfato de sódio

OH⁻ - Hidroxila

pH - Potencial de hidrogênio

ppm - partes por milhão

REF - Mistura de referência

RILEM - Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et des Recherches sur les Matériau et les Constructions

sem - Semana

SiO₂ - Dióxido de silício

SNIC - Sindicato Nacional da Indústria do Cimento

t - Tempo de exposição ao CO₂

U.R. - Umidade relativa do ar, em %

φ - Diâmetro

w_e - Concentração de água evaporável

W_e - Conteúdo total de água evaporável

w_{e75} - Concentração de umidade de equilíbrio

W_{e75} - Conteúdo total de água evaporável em ambiente com umidade relativa de 75 ± 2% e temperatura de 23 ± 2 °C

Δm - Perda de massa das amostras de concreto

Δm_{obs} - Perda de massa das amostras de concreto durante permanência em estufa

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

1.1 - Introdução

O concreto, mistura de cimento, areia, pedra britada, água e, opcionalmente, adições minerais e/ou aditivos químicos, é um dos produtos mais consumidos no mundo, atualmente, envolvendo em torno de 13 bilhões de toneladas de matéria prima por ano, sendo que, deste total, 12% correspondem ao consumo de cimento (MEHTA, 2001 *apud* LARANJEIRAS, 2002).

No ano de 2006, foram produzidos, no Brasil, 40 milhões de toneladas de cimento cinza e 93 mil toneladas de cimento branco (SNIC, 2006). Este elevado volume é justificado pela versatilidade que o concreto apresenta, pois seus componentes são facilmente encontrados e, além disso, ele pode ser misturado e moldado, de acordo com as exigências do projeto, no próprio local onde será utilizado.

O cimento é o componente mais importante no concreto, pois suas reações de hidratação irão promover a união dos agregados e, conseqüentemente, o desenvolvimento da resistência. Por tudo isso, o conhecimento de suas propriedades e características é fundamental para o estudo deste material.

Atualmente, existem oito tipos de cimento com e sem adições, produzidos no Brasil, os quais, de acordo com suas características e propriedades, dão origem aos onze tipos disponíveis no mercado (ABCP, 2004). O consumo dos diferentes cimentos é bastante regionalizado, já que, devido a questões de custo de transporte, a produção de um determinado tipo de cimento se dá na região geográfica que apresenta maior disponibilidade de matéria-prima, que pode ser o calcário, seu principal componente, ou as diferentes adições minerais presentes em cada um dos vários tipos de cimento.

Apenas um dos tipos de cimento não apresenta a coloração cinza, resultante da presença de óxido de ferro, o cimento Portland branco, que é o adotado nesta pesquisa. Conforme dados citados anteriormente, seu consumo é bastante inferior

em relação ao do cinza, devido principalmente ao custo elevado e a algumas limitações na sua execução, que exige cuidados especiais, de maneira a garantir que a cor branca do concreto seja alcançada, o que caracteriza o principal objetivo do uso deste produto.

Nas últimas décadas, a atividade industrial de diversos setores vem sendo acusada de ser a principal causa do fenômeno conhecido como “efeito estufa”, o qual tem provocado, entre outras alterações climáticas, o aumento da temperatura no planeta, devido à emissão de gases poluentes, principalmente do dióxido de carbono. Considerando que cada tonelada de clínquer de cimento Portland produzida emite uma tonelada de CO₂ na atmosfera (LARANJEIRAS, 2002), a atividade industrial cimenteira se torna uma das maiores fontes produtoras de agentes poluidores na atualidade. Com isto, surgiu a necessidade de utilização de materiais alternativos ao cimento Portland, que não causassem danos às estruturas de concreto armado. Vários tipos de materiais vêm sendo pesquisados, para cumprir este papel, sendo que, na sua grande maioria, são subprodutos de processos fabris de outras atividades industriais. Com estas substituições, além de minimizar a emissão de poluentes, consegue-se dar uma destinação aos materiais descartados.

A emissão de dióxido de carbono na atmosfera, durante o processo produtivo do clínquer, corresponde a 7% do total mundial de CO₂ gerado (HAWKEN, 1999). Assim, com o intuito de atender às exigências ambientais e, ao mesmo tempo, promover benefícios técnicos e econômicos a concretos e argamassas, já existem no mercado vários tipos de cimento incorporados com adições minerais, que são efetuadas na própria fábrica, de acordo com as normas da ABNT. Um exemplo disso é o caso do cimento mais consumido no Rio Grande do Sul, o CP IV 32, cimento Portland pozolânico, previsto pela NBR 5736 (1991), que permite a substituição de 15% a 50% em peso de clínquer por cinza volante. Além da cinza volante, resíduo da queima de carvão mineral para a produção de energia elétrica em usinas termoelétricas, existem outros tipos de adição, como a escória de alto forno, resultante do processo de produção do ferro gusa em siderúrgicas.

Quando as adições minerais são adotadas nos concretos, os requisitos técnicos, econômicos e ambientais são normalmente atendidos, pois geralmente apresentam custo inferior ao do clínquer de cimento Portland e são resíduos de indústrias; logo, não têm outra destinação a não ser o descarte. Além disso, ainda promovem a melhoria de algumas características técnicas do concreto, através da

densificação da matriz da pasta pelas reações pozolânicas. Segundo Mehta e Monteiro (1994), o tamanho e a continuidade dos poros, durante o processo de hidratação, irão controlar o coeficiente de permeabilidade. A estrutura interna da pasta hidratada será fundamental para se obter uma maior ou menor resistência à penetração de agentes agressivos para o interior do concreto, que provocam o início de processos destrutivos nas estruturas de concreto armado.

Um dos fenômenos mais comuns de deterioração das estruturas de concreto armado é a corrosão eletroquímica, fenômeno que provoca danos enormes na estrutura, podendo levá-la ao colapso.

O concreto, além de suportar os esforços que atuam sobre sua estrutura, tem a função de proteger a armadura, evitando que esta seja atingida por agentes agressivos, envolvendo-a de maneira compacta e mantendo a camada passivadora da armadura, através de um pH elevado, que é assegurado pelos produtos da hidratação do cimento Portland, como os hidróxidos de cálcio, potássio e sódio. Segundo Neville (1997), a destruição desta película antecede o processo de corrosão da armadura. Já Cascudo (1997) afirma que, depois de instalado o processo corrosivo, sua velocidade será função da resistividade elétrica do concreto e da disponibilidade de oxigênio.

A adição da escória de alto forno promoverá o desenvolvimento das reações pozolânicas, em que há o consumo de CH e a conseqüente redução em seu teor remanescente. Por outro lado, esta adição tornará a matriz da pasta mais densa e compacta, dificultando, assim, a difusão de agentes agressivos para o interior do concreto.

Nesta pesquisa, foram utilizados os cimentos Portland branco de classe estrutural 40, de nome comercial CPB 40 e o cimento Portland CP V ARI. Os concretos produzidos com cimento Portland branco tiveram adição de escória de alto forno, nas proporções de 50% e 70% em massa, em substituição ao cimento, além de uma mistura com teor de 50% de escória e de 4% de sulfato de sódio (Na_2SO_4), que é utilizado como ativador químico, com o objetivo de acelerar as reações pozolânicas da escória de alto forno. Para os concretos produzidos com o cimento Portland CP V ARI, além da mistura de referência, foram moldados corpos-de-prova de concreto com adição de 50% de escória de alto forno, com e sem o ativador químico. Este teor e o tipo de ativador químico foram adotados, com base nos resultados satisfatórios, obtidos em pesquisa anterior (SPERB, 2003), que foi

desenvolvida em condições semelhantes às adotadas para este trabalho. A escória de alto forno é um material em pó, bastante fino, composto principalmente por óxido de cálcio (CaO) e sílica (SiO₂). Este tipo de adição mineral foi utilizado, pois, segundo Passuelo (2004), ao se adotar uma adição, sua tonalidade deve ser levada em conta, de maneira a não prejudicar a brancura do concreto, no caso de uso do cimento Portland branco. O uso de cinza de casca de arroz e cinza volante, devido à sua cor mais escura, tende a tornar o concreto mais escuro, sendo que a escória de alto forno, de coloração mais clara, pode ser adotada sem prejuízos na cor do concreto branco (AGUIAR, 2006).

1.1.1 - Importância do tema

Alguns conceitos têm sido bastante enfatizados na construção civil, nos últimos anos, principalmente no que dizem respeito à durabilidade e à sustentabilidade das construções em geral. Várias características físicas e químicas dos materiais componentes do concreto, bem como suas propriedades mecânicas vêm sendo pesquisadas por vários autores em todo o mundo. Nestes estudos, são adotados outros tipos de materiais aglomerantes alternativos, para compor o concreto.

A presente pesquisa trata especificamente dos efeitos dos altos teores de adição de escória de alto forno e ativador químico, na absorção capilar e na carbonatação em concretos de cimento Portland branco e cinza. O concreto branco é adotado, quando se quer obter um acabamento diferenciado, pois ele, por si só, cumprirá este papel, dispensando o uso de revestimentos para conferir uma superfície branca, sejam eles compostos por argamassa, textura ou pintura.

O aumento da atividade industrial e do fluxo de veículos fez com que a concentração de dióxido de carbono na atmosfera aumentasse em 17%, passando de 315 ppm para 380 ppm, nos últimos 50 anos, segundo mostra a curva de Keeling (COSTA, 2005), apresentada na figura 1.1.

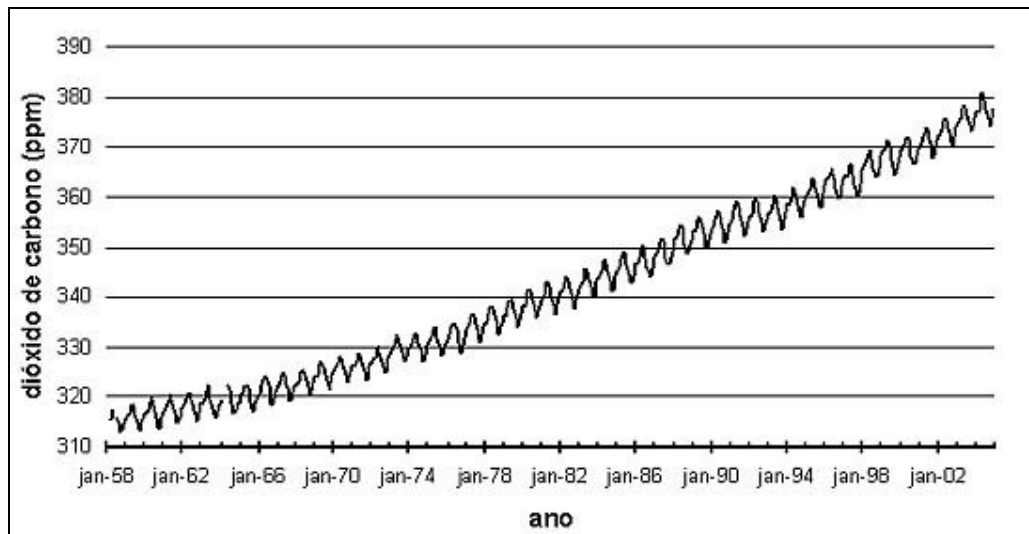


Figura 1.1 - Curva de Keeling. Aumento da concentração de CO₂ na atmosfera. Fonte: www.lainsignia.org

Para um concreto com determinadas características de permeabilidade, a difusão do ácido carbônico e, conseqüentemente, a velocidade de carbonatação aumentam, à medida que se aumenta a concentração de CO₂ na atmosfera. Uma vez instalado o mecanismo da carbonatação, o pH do concreto será reduzido e a película passivadora do aço será eliminada, iniciando, então, o processo de corrosão das armaduras, extremamente prejudicial às estruturas de concreto armado. Neville (1997) relata que há uma redução na alcalinidade dos concretos com adição mineral, devido às reações pozolânicas pelo consumo do CH, que funciona como uma reserva alcalina. Porém, a utilização das adições também produz um refinamento da matriz dos poros, reduzindo a permeabilidade do concreto e dificultando a penetração de agentes agressivos para seu interior.

Cabe lembrar que a absorção capilar será maior quanto menor for o diâmetro dos poros capilares, pois neste caso, a tensão capilar é aumentada em relação aos poros maiores. Isto torna a substituição de parte do cimento, por algum tipo de adição mineral, bastante complexa, pois sua utilização em concretos tem o objetivo de reduzir a emissão e, conseqüentemente, a concentração de CO₂ na atmosfera. Devido a isto, quando se trata de cimento com adição mineral, o fenômeno da carbonatação deve ser analisado, uma vez que além de abrir o caminho para a corrosão das armaduras, pode ser um fator limitante para o teor de adição. É através das medidas de profundidade de carbonatação que poderá ser realizada uma

estimativa do tempo necessário, até que a armadura seja atingida e sua película despassivada. Os fenômenos de absorção capilar e carbonatação serão discutidos mais detalhadamente em capítulos posteriores, que tratarão especificamente destes assuntos.

1.1.2 - Objetivos

O objetivo principal desta pesquisa foi avaliar a influência do teor de escória de alto forno em substituição ao cimento Portland branco, bem como o uso de ativadores químicos na resistência à compressão, na absorção capilar e no avanço da carbonatação deste tipo de concreto. Para isto, foram moldados concretos de referência (sem adição), com diferentes teores de escória de alto forno, com e sem ativador químico, os quais, após a cura e o pré-condicionamento por períodos pré-definidos, foram submetidos aos ensaios de resistência à compressão, à absorção capilar e à carbonatação acelerada. As amostras moldadas com o concreto cinza, com os teores de adição já mencionados, foram submetidas apenas ao ensaio de carbonatação acelerada. Isto se deve ao fato de que, outras características deste tipo de concreto (resistência à compressão, resistividade e penetração de cloretos), com os mesmos teores de adição de escória e ativador químico, adotados na presente pesquisa, porém, com cimento cinza CP V ARI, já foram analisadas em pesquisas anteriores (ROSA, 2005; SCHNEIDER, 2005). Os resultados dos ensaios foram comparados entre si e, então, foi possível avaliá-los para as diferentes misturas e relações a/agl e, por fim, chegar às conclusões.

Para haver uma otimização dos procedimentos a serem adotados, para a análise dos resultados, algumas questões foram levantadas:

- Que efeitos o uso de adição de escória de alto forno em diferentes teores e de ativadores químicos provocam nos concretos de cimento Portland branco e cinza, em relação à resistência à compressão, à absorção capilar e à profundidade de carbonatação?

- Economicamente, para níveis de resistência equivalentes, é viável utilizar escória de alto forno e ativadores químicos?

- O teor de adição de escória de alto forno e o uso de ativador químico são fatores limitantes para que os concretos de cimento Portland cinza e branco sejam considerados duráveis?

- Qual a influência das diferentes relações a/agl, na resistência mecânica dos concretos com adição de escória de alto forno com e sem ativador químico?

- Qual o avanço da carbonatação, em função do tempo, para diferentes teores de adição e relações a/agl?

1.1.3 - Justificativa da pesquisa

Cada vez mais o aspecto estético das construções tem sido considerado. Para tanto, novos materiais e técnicas de execução vêm sendo adotados. O uso do cimento Portland branco é incipiente, ainda pouco representativo frente ao consumo total de cimento. Os maiores obstáculos enfrentados pelo cimento Portland branco são seu custo mais elevado, que pode superar o preço do cimento cinza em até três vezes (NEVILLE, 1997), bem como a falta do domínio completo sobre seu comportamento frente ao uso de adições minerais, que se mostram fundamentais para a dosagem de concretos considerados duráveis.

Existem poucas pesquisas sobre concretos de cimento Portland branco, se comparadas ao número de trabalhos já publicados com o cimento cinza, de uso mais corriqueiro. A partir dos resultados obtidos com esta pesquisa, pretende-se atingir um maior conhecimento do comportamento do concreto de cimento Portland branco com adição de escória de alto forno, no que diz respeito às suas características mecânicas e de durabilidade, as quais servirão de parâmetros para a dosagem e a estimativa da vida útil das estruturas produzidas com este tipo de concreto.

1.1.4 - Limitações da pesquisa

O concreto de cimento Portland branco necessita de cuidados especiais, durante sua moldagem e cura, de maneira a evitar que sua coloração seja

prejudicada por sujeira nas fôrmas, tonalidade dos agregados, principalmente do agregado miúdo, desmoldantes e outros fatores que possam vir a interferir na sua cor. Nesta pesquisa, foram utilizadas pedra britada de rocha diabásica da cidade de Itaara - RS e areia natural quartzosa da cidade de Santa Maria – RS, como agregados graúdo e miúdo, respectivamente.

Ao longo da pesquisa, foram utilizados 210 corpos-de-prova de dimensões 10 X 6,5 cm (diâmetro X altura), sendo que a câmara de carbonatação utilizada comporta 72 unidades, o que provocou uma defasagem de 18 semanas entre as moldagens, estendendo o período da pesquisa em dois meses. Por isso, houve a necessidade de adequar o cronograma das moldagens, realizadas de acordo com a capacidade da câmara de carbonatação.

Os resultados obtidos, nesta pesquisa, não puderam ser comparados com o de outras sobre o mesmo assunto, visto não existir relatos sobre carbonatação de cimento Portland branco com adição de escória de alto forno. Portanto, as devidas análises e comparações foram realizadas com os resultados de pesquisas de concretos com adição de escória de alto forno, amplamente relatados na bibliografia, porém com a substituição do cimento cinza. Além disto, há o fato de os ensaios de carbonatação acelerada não serem padronizados, o que dificulta ou, em alguns casos, impede a comparação dos resultados obtidos com os de outras pesquisas já realizadas (PAULETTI, 2004).

1.2 - Mecanismos de transporte no concreto

O concreto é um sistema composto basicamente por cimento, areia, pedra britada e água, o que o torna um material permeável. Geralmente, a permeabilidade do concreto pode ser mencionada como a facilidade com a qual os fluidos, tanto gases como líquidos, podem ingressar e se deslocar no interior do concreto (NEVILLE, 1997). Para Mehta e Monteiro (1994), permeabilidade é a propriedade que governa a taxa de fluxo de um fluido para o interior de um sólido poroso. Diferente da porosidade, que se refere à totalidade dos poros e vazios, a permeabilidade está relacionada à continuidade destes canais. Segundo Neville (1997), a permeabilidade pode ser definida como o conjunto de mecanismos que

transportam fluidos no concreto, sejam eles gases ou líquidos. A permeabilidade do concreto está diretamente relacionada à quantidade de materiais cimentícios hidratados (BURDEN, 2006), ao tipo de cimento e às condições de cura, pois, segundo Taheri e Breugel (1998), estes são os dois principais fatores que influenciam a permeabilidade.

O coeficiente de permeabilidade pode ser um bom índice, para avaliar a durabilidade do concreto, e pode ser obtido através de estudos de campo e de laboratório (SONG & KWON, 2007). A água é necessária, para promover as reações de hidratação do cimento e fazer com que o concreto adquira resistência, além de conceder plasticidade e trabalhabilidade, nas horas iniciais. O concreto, apesar de sua aparência sólida, é um material poroso, pois, no seu processo de produção, geralmente utiliza uma quantidade de água superior àquela necessária para se hidratar. Este excesso, que não participará das reações de hidratação, migra para o meio externo, formando, na sua passagem, uma rede de poros, que concebe esta estrutura porosa do concreto e que torna o sistema suscetível à ação de agentes agressivos. Além disto, há a redução dos volumes absolutos de cimento e água, que reagem entre si, e a incorporação de ar à massa, durante a mistura. Um concreto com características de durabilidade deve apresentar uma estrutura bastante compacta, com o menor número de vazios e interconexões entre seus poros, pois, em geral, quanto maior a compactidade, menos permeável será o concreto. O volume de vazios capilares na pasta depende da quantidade de água misturada com o cimento, no início da hidratação, e do grau de hidratação do cimento (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

A permeabilidade, apesar de ser uma propriedade de difícil mensuração, uma vez que varia com o tempo, devido à lixiviação causada pela própria água pura, é uma característica fundamental para a durabilidade dos concretos. É por meio dos mecanismos de transporte que a água, pura ou com agentes agressivos, o dióxido de carbono e o oxigênio migrarão do meio externo para o interior do concreto, causando as patologias. Alguns fatores como a relação a/agl, o grau de hidratação, o tipo de cimento, as adições minerais, os agregados, a temperatura, os procedimentos de cura, o adensamento, entre outros, são determinantes para a formação da estrutura dos poros e capilares e, conseqüentemente, definidores de uma maior ou menor permeabilidade dos concretos. A permeabilidade de uma pasta

completamente hidratada pode ser da ordem de 10^6 vezes menor que a de uma pasta com baixa idade (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Segundo Cascudo (1997), um concreto será de qualidade mais baixa, quanto maiores forem seus índices de permeabilidade e absorção. A distribuição do tamanho dos poros é, então, um dos fatores que influem na durabilidade do concreto. Sabe-se que a porosidade da pasta de cimento endurecida diminui com o aumento da finura da escória, nas primeiras idades (LI *et al.*, 1998). Assim, o refinamento dos poros (a diminuição na porosidade capilar) é conseguido, quando os procedimentos adequados de cura são respeitados, de maneira a prolongar a durabilidade da estrutura de concreto armado. Existem vários tipos de mecanismos de transporte, no interior do concreto, porém serão apresentados os que interessam a este estudo, que são: a absorção capilar e a difusão de gases.

1.2.1 - Absorção capilar

A absorção capilar é um fenômeno que ocorre em estruturas porosas e consiste na ação de forças de atração dos poros da estrutura sobre os líquidos que estão em contato com sua superfície. Mede-se pela absorção o volume dos poros, que nada tem a ver com a facilidade com a qual um fluido pode penetrar no concreto, já que não existe uma relação necessária entre as duas quantidades (NEVILLE, 1997). As moléculas da superfície de um líquido estão sujeitas às forças de atração de suas moléculas adjacentes. Os poros capilares exercem atração sobre as moléculas da superfície dos líquidos que, por sua vez, atraem aquelas imediatamente inferiores, fazendo com que o líquido se desloque, mesmo que na direção vertical. Este fenômeno ocorre até que as forças de atração dos capilares sejam equilibradas pelo peso do líquido. Quando algum líquido é absorvido através deste fenômeno, pode levar junto consigo, sais ou outros elementos prejudiciais ao sistema concreto-aço, pois se sabe que uma das maiores causas de patologias de estruturas de concreto armado é a corrosão das armaduras.

De maneira geral, quanto menor o diâmetro dos capilares, maiores as pressões e, conseqüentemente, mais rápida a absorção de água pelo concreto. A água em pequenos capilares, de diâmetro entre 5 e 50 nm, exerce pressão

hidrostática e sua remoção tende a induzir uma tensão de compressão sobre as paredes sólidas do poro capilar, causando também contração do sistema (MEHTA e MONTEIRO, 1994). Mesmo a água pura pode agredir o concreto, através da lixiviação, pois ela é um solvente natural e, devido ao tamanho de suas moléculas, estas penetram em poros muito finos, dissolvendo vários tipos de substâncias. Quando as relações a/agl são reduzidas, ocorre uma redução no diâmetro dos poros. O mesmo acontece, quando são utilizadas as adições minerais no concreto, pela ação de refinamento dos poros. Em ambos os casos, as pressões capilares aumentam e, desta maneira, o fenômeno da absorção tende a ocorrer de maneira mais intensa.

A absorção da água pelo concreto é um fator muito difícil de ser controlado, pois, além do diâmetro dos poros, ainda há a intercomunicação entre os capilares que, dependendo da rede de poros, pode tornar a estrutura do concreto um fácil caminho para que agentes agressivos migrem livremente entre o meio e a armadura de aço, iniciando processos de deterioração da mesma. Neste caso, para minimizar o efeito da absorção, deve-se procurar interromper a continuidade dos poros, de maneira a impedir a passagem de líquidos entre eles, através do uso de aditivos incorporadores de ar.

Segundo Helene (1993), a absorção é uma das propriedades que regem o transporte dos íons, no interior do concreto. A absorção capilar é mais importante para a durabilidade que a permeabilidade, na avaliação da penetração de fluidos no concreto (CAMARINI, 1999). Para Neville (1997), a absorção não pode ser usada como uma medida da qualidade do concreto, mas a maioria dos bons concretos apresenta absorção bem abaixo de 10% em massa. No ensaio de absorção capilar, a taxa de penetração da água é de 10^{-6} m/s, enquanto que, no ensaio de permeabilidade, esse valor é da ordem de um milhão de vezes inferior: 10^{-12} m/s. Toda estrutura de concreto externa está sujeita a ciclos de molhagem e secagem e, como a absorção capilar trata do transporte de fluidos em vazios não saturados, esta propriedade tem grande influência no transporte de água e de outros agentes agressivos para o interior do concreto.

1.2.2 - Difusão

Difusão é um processo espontâneo de transporte de massa, num sistema físico-químico, por efeito de gradientes de concentração, proporcionado pelos dois diferentes meios aquosos em contato íntimo: o da solução dos poros do concreto e o meio ambiente (HELENE, 1993). De acordo com Cascudo (1997), a difusibilidade iônica acontece, devido a gradientes de concentração iônica, seja entre o meio externo e o interior do concreto, seja dentro do próprio concreto. Pode ocorrer para substâncias presentes em meio líquido ou gasoso. Os poros capilares maiores, parcialmente saturados, funcionam como grandes canais de transporte de CO_2 . Estes canais maiores se comunicam com pequenos canais, que estão cheios de solução, e retardam o processo de difusão (FIGUEIREDO e NEPOMUCENO, 1997), visto que, segundo Neville (1997), a difusão do CO_2 através da água é quatro vezes menor que sua difusão no ar. O dióxido de carbono, os íons cloretos e o oxigênio penetram no concreto, através do fenômeno da difusão, o que torna este tipo de mecanismo muito importante, no estudo das patologias das estruturas de concreto armado, uma vez que a soma da ação destes agentes provoca a corrosão das armaduras, precedida pela carbonatação. Em termos de durabilidade do concreto, os gradientes de concentração serão mais importantes do que a permeabilidade. A difusão é máxima, quando os poros estão parcialmente saturados, o que corresponde a uma umidade relativa entre 50% e 80%. Por outro lado, ela não ocorre, quando os poros estão completamente secos ou completamente saturados (COMITÉ EURO INTERNACIONAL DU BÉTON, *apud* ISAÍA, 1999).

1.3 - Corrosão das armaduras

A corrosão das armaduras é uma das principais causas de patologias em estruturas de concreto armado. Segundo Helene (1986), a corrosão é um ataque de natureza, preponderantemente eletroquímica, que ocorre em meio aquoso, quando é formada uma película de eletrólito sobre a superfície do aço, causada pela presença de umidade no concreto, com exceção dos casos em que é submetida à ação de

alta temperatura ($> 80\text{ }^{\circ}\text{C}$) ou baixa umidade relativa (U.R. $< 50\%$). Para Neville (1997), a umidade relativa ótima, para que ocorra a corrosão, se dá entre 70% e 80%. Este fenômeno provoca a formação de óxidos/hidróxidos de ferro, produtos avermelhados, pulverulentos e porosos, denominados ferrugem. Os produtos de corrosão originados ocupam um volume maior do que o do aço original, produzindo tensões internas que podem superar a resistência à tração do concreto, causando fissuras e lascamentos no cobrimento deste, além de deixar a armadura exposta.

Segundo Cascudo (1997), a corrosão de armaduras em concreto é um caso específico de corrosão eletroquímica em meio aquoso, na qual o eletrólito apresenta características de resistividade elétrica mais alta que a dos eletrólitos típicos. Para Helene (1993), a corrosão é a interação destrutiva de um material com o meio ambiente, por ação física, química, eletroquímica ou pela combinação destas. O dano ao concreto, resultante da corrosão da armadura, manifesta-se sob a forma de expansão, de fissuração e, finalmente, de lascamento do cobrimento (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

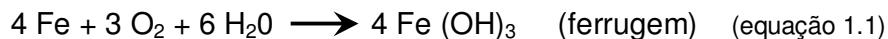
A corrosão ocorre, sob as seguintes condições:

- **deve existir um eletrólito:** a água está sempre presente no concreto, normalmente em quantidade suficiente, para agir como eletrólito. Além dela, existem também alguns produtos da hidratação do cimento, como a Portlandita hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), solúvel em água, que forma nos poros e capilares uma solução saturada, constituindo um ótimo eletrólito.

- **deve existir uma diferença de potencial:** quando o aço é imerso em uma solução, parte dos átomos de ferro tende a se deslocar à mesma, transformando-se em cátions ferro (Fe^{++}), com carga positiva, e deixando a armadura com carga elétrica negativa, de modo a criar o potencial de equilíbrio ou de reversibilidade. Assim, qualquer diferença de potencial que se produza entre dois pontos da barra, por diferença de umidade, aeração, concentração salina ou tensão no concreto e no aço, é capaz de desencadear pilhas ou cadeias de pilhas conectadas em série, produzindo, na maioria das vezes, a corrosão generalizada.

- **deve existir oxigênio:** é necessário, para a formação de ferrugem (óxido/hidróxido de ferro), bem como do eletrólito (umidade) e do hidróxido de cálcio

(CH), pois, caso contrário, não há possibilidade de ocorrência da seguinte reação (equação 1.1):



- **podem existir agentes agressivos:** estes, quando contidos ou absorvidos pelo concreto, podem acelerar o processo de corrosão. Entre os agentes agressivos, podem ser citados os íons sulfetos (S^-), os íons cloretos (Cl^-), o dióxido de carbono (CO_2), os nitritos (NO_3^-), o gás sulfídrico (H_2S), o cátion amônio (NH_4^+), os óxidos de enxofre (SO_2 e SO_3), a fuligem, entre outros. Estes agentes não permitem a formação ou quebram a película já existente de passivação do aço, acelerando a corrosão.

A partir do momento em que a armadura é exposta à atmosfera, por lascamento e fissuração do concreto, pode também passar a sofrer a ação do íon sulfato.

Qualquer substância ácida que penetre na estrutura porosa do concreto, ou que se deposite na superfície das armaduras, total ou parcialmente expostas, contribui para o aumento do risco de corrosão. Se, no caso, a armadura já apresenta início do processo, este pode ser acelerado. A figura 1.2 mostra como se forma uma célula de corrosão.

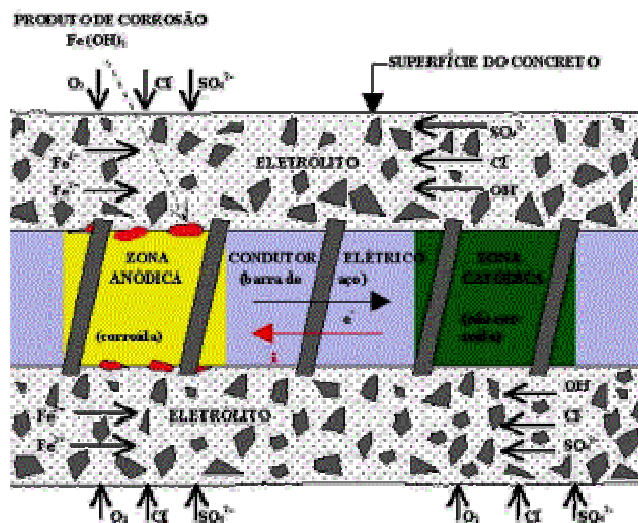


Figura 1.2 - Célula de corrosão em concreto armado - Fonte: Alvim, 2002

A armadura, quando envolvida por concreto carbonatado, pode sofrer corrosão, como se estivesse exposta à atmosfera, sem qualquer tipo de proteção, com o agravante de que a umidade permanece no interior do concreto por mais tempo do que se estivesse exposta ao ar (CASCUDO, 1997).

Nas regiões onde o concreto é de qualidade inadequada ou há cobrimento insuficiente da armadura, há progresso da corrosão, com formação de óxido ou hidróxido de ferro, ocupando volumes bem maiores do que o volume inicial da armadura, causando, assim, pressões de expansão superiores a 15 MPa (150 kgf/cm²). Surgem fissuras no concreto, já em processo de corrosão, na direção paralela à armadura. Desse modo, fica facilitada a penetração dos agentes agressivos, chegando a provocar o lascamento do concreto. Para Castro *et al.* (2004), quanto maior a capacidade do concreto de cobrimento em reduzir a entrada de agentes agressivos, melhor será sua proteção. Para isto, tem-se utilizado as adições minerais, que proporcionam benefícios técnicos, conforme descritos a seguir:

- **refinamento e densificação da matriz dos poros:** redução na permeabilidade;
- **redução no calor de hidratação:** eliminação das fissurações, porta de entrada de agentes agressivos;
- **maior capacidade de retenção de água adsorvida:** obtida pela finura das adições;
- **ganho de resistência em idades mais avançadas:** através das reações pozolânicas.

Além dos aspectos técnicos, ainda há o baixo custo das adições minerais, substituindo o clínquer, material nobre que necessita de muita energia, para ser obtido.

Melo Neto *et al.* (2008) pesquisaram argamassas, utilizando como aglomerante apenas escória de alto forno, ativada quimicamente com silicato de sódio, e verificaram que a retração autógena e por secagem aumentam, com a ampliação do teor de ativador e com a finura da escória. Isto resulta em maior número de fissuras, na superfície do concreto, tornando-o suscetível à ação de agentes agressivos.

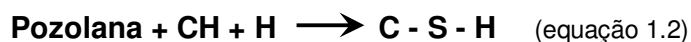
1.4 - Adições minerais

Atualmente, a utilização de adições minerais nos concretos tem sido uma forma de melhorar suas características de desempenho e durabilidade, juntamente com o fato de aproveitar tais materiais, a fim de reduzir problemas ambientais por eles causados, uma vez que se tratam, em sua maioria, de resíduos oriundos de processos industriais. Estas adições são materiais granulares e têm origem mineral, podendo também ser obtidas artificialmente, através de processos industriais. Elas são classificadas em dois grupos: pozolanas e cimentantes.

As pozolanas são, em geral, resíduos de outras atividades industriais, como a queima de carvão mineral em termoelétricas, dando origem às cinzas volantes, ou a queima de casca de arroz, como combustível para aquecimento de fornos industriais em olarias, originando a cinza de casca de arroz. As pozolanas são definidas da seguinte maneira, conforme Mehta e Monteiro (1994):

Material silicoso ou sílico-aluminoso que em si mesmo possui pouca ou nenhuma propriedade cimentante, mas numa forma finamente dividida e na presença de umidade, reage quimicamente com hidróxido de cálcio a temperaturas ambientes para formar compostos com propriedades cimentantes

A reação principal que ocorre entre o hidróxido de cálcio (CH) produzido a partir da hidratação do cimento Portland e a pozolana é a seguinte (equação 1.2):



Nesta equação, o **CH** representa o hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), o **H** a água (H_2O) e o **S** a sílica, presente na composição da pozolana. O **C-S-H** formado é o silicato de cálcio hidratado.

O outro grupo é o das adições cimentantes, como a escória de alto forno. De acordo com Aïtcin (2000), a escória é um subproduto da fabricação do ferro gusa, na qual a cal é utilizada como fundente. A escória de alto forno a ser utilizada como adição no concreto deve sofrer um processo rápido de resfriamento, solidificando-se na forma vítrea, para ser devidamente moída, posteriormente, com o objetivo de adquirir propriedades cimentantes. Pelo fato de apresentar, em sua composição, um

teor médio de 40% de óxido de cálcio (CaO), a escória de alto forno, por si só, possui propriedades cimentantes, reagindo com a água e formando o hidróxido de cálcio, segundo a equação 1.3:



O CH formado reagirá com a sílica (SiO₂), presente em sua própria composição, formando os silicatos de cálcio hidratados, de maneira análoga ao que ocorre com as pozolanas, conforme mostrado na equação 1.4.



De acordo com Neville (1997), quando se adiciona água ao cimento Portland de alto forno, os componentes do cimento começam a se hidratar, embora haja também uma reação imediata, de pequena quantidade de escória, que libera íons de cálcio e alumínio na solução. A escória, então, reage com os hidróxidos alcalinos; sendo que, posteriormente, segue-se uma reação com o hidróxido de cálcio liberado pelo cimento Portland, formando o C-S-H. A escória de alto forno é a principal adição mineral cimentante. A formação do silicato de cálcio hidratado (C-S-H) contribui para o refinamento do tamanho dos poros, transformando vazios capilares grandes em muitos vazios de tamanho pequeno. A reação pozolânica também é responsável pelo refinamento do tamanho dos grãos, transformando os maiores em menores e aumentando a resistência da pasta de cimento. Devido a este efeito, ocorre um aumento da resistência, na zona de transição, principal fonte de microfissuras no concreto e, conseqüentemente, uma sensível diminuição na permeabilidade do sistema, impedindo a penetração de agentes agressivos e aumentando a durabilidade do concreto.

As reações pozolânicas induzem a uma redução no teor de CH, na solução dos poros do concreto, fazendo com que se necessite de uma quantidade menor de CO₂, para reagir com o CH e formar os carbonatos. Com isto, a velocidade de carbonatação aumenta, já que, devido à menor quantidade de CH para reagir, a difusão do CO₂ nos poros é mais rápida. Logo, os concretos com adições minerais estão mais suscetíveis aos efeitos da corrosão de armaduras, em um espaço de tempo inferior àquele para os concretos produzidos com cimento sem adição.

1.5 - Durabilidade dos concretos com adições minerais

Quando uma estrutura de concreto armado é projetada, geralmente a característica considerada mais importante é a resistência à compressão. Altas resistências geram concretos menos permeáveis, principalmente pela baixa relação a/agl . Isto serve como parâmetro para concretos duráveis, porém, apenas características mecânicas não devem ser adotadas como referência, para garantir a durabilidade dos concretos. Durabilidade é a habilidade para resistir às ações de intempéries, ataques químicos, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração (ACI COMMITTEE 201, 1991, *apud* MEHTA e MONTEIRO, 1994), ou seja, um concreto deverá manter sua forma original, durante o período no qual teve sua vida útil estimada. Para ser considerado durável, um concreto deve suportar o processo de deterioração, ao qual se supõe que venha a ser submetido (NEVILLE, 1997). Admite-se que um material atingiu o fim da sua vida útil, quando as suas propriedades, sob dadas condições de uso, deterioram a tal ponto que a continuação do uso deste material é considerada como insegura ou antieconômica (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Uma das funções do concreto é proteger a armadura de agentes agressivos do meio externo, logo, as características físicas e químicas dos componentes do concreto serão fundamentais na durabilidade das estruturas.

Nas últimas décadas, várias pesquisas vêm sendo realizadas, para avaliar a influência de aditivos químicos e adições minerais, nas propriedades mecânicas e de durabilidade do concreto. As adições minerais provocam o refinamento dos poros e, conseqüentemente, na porosidade da pasta, tornando o concreto menos suscetível à penetração de agentes agressivos. Porém, as adições minerais participam das reações pozolânicas, consumindo hidróxido de cálcio, elemento responsável pelo pH elevado do concreto e, com isto, o processo de carbonatação será iniciado. A carbonatação, por si só, não causa patologias às estruturas, mas é através deste fenômeno que a camada passivadora do aço é eliminada, tornando a armadura suscetível à ação de íons cloretos e oxigênio. Os valores do coeficiente de carbonatação são freqüentemente maiores que 3 ou 4 $mm/\sqrt{\text{ano}}$, para concretos de baixa resistência (CURIE, 1986 *apud* NEVILLE, 1997).

Existem vários efeitos benéficos, obtidos pelo uso de adições minerais aos concretos, porém, tais adições também podem trazer prejuízos às estruturas de concreto armado, principalmente quando todas suas características não são analisadas. Antes de estimar a vida útil de uma estrutura de concreto armado com adições minerais, torna-se necessário um estudo, para avaliar as características mecânicas e de durabilidade destes concretos e, a partir dos resultados, definir o teor máximo de adições minerais e aditivos químicos para os parâmetros estabelecidos, sejam eles de resistividade elétrica, de penetração a cloretos ou de resistência à carbonatação.

CAPÍTULO II

A CARBONATAÇÃO NO CONCRETO

2.1 - Introdução

A utilização de combustíveis fósseis, como a gasolina e o óleo diesel, em veículos, e as atividades industriais que emitem alta quantidade de gás carbônico na atmosfera, além dos efeitos negativos já conhecidos sobre o clima da terra, também são prejudiciais em relação à durabilidade das estruturas de concreto armado. O dióxido de carbono presente na atmosfera, em contato com a própria umidade do ar, formará o ácido carbônico (H_2CO_3), que será o agente do fenômeno da carbonatação, pois o CO_2 gasoso não é reativo. De acordo com Neville (1997), a carbonatação ocorre mesmo em ambientes rurais, com baixas concentrações de CO_2 na atmosfera, na ordem de 0,03% em volume. Em grandes cidades, esta concentração pode variar entre 0,3% e, excepcionalmente, 1%. Nos grandes centros urbanos, existe um maior consumo de concreto, na construção de viadutos, túneis, pavimentos e edifícios, sendo que, somado a isso, há um maior fluxo de veículos, bem como um número acentuado de indústrias. O resultado desta soma é um aumento na concentração de CO_2 na atmosfera, que, por sua vez, irá provocar um ataque às estruturas de concreto, iniciando o fenômeno da carbonatação.

A reação de carbonatação é mais intensa, quanto maior for a concentração de CO_2 na atmosfera. Apesar de não ser responsável diretamente por patologias, sob a ótica da durabilidade do concreto armado, a carbonatação, através da redução do pH da solução dos poros, faz com que a película passivadora do aço seja removida, podendo levar ao início do processo de corrosão das armaduras, desde que estejam presentes a umidade e o oxigênio (NEVILLE, 1997). Quando iniciada, e de acordo com sua intensidade, a carbonatação eliminará a camada passivadora do aço, e o processo de corrosão das armaduras será instalado, sendo este o principal responsável por patologias às estruturas de concreto. O processo da carbonatação é muito lento e está relacionado às condições ambientais e às características da mistura do concreto (RAMEZANIANPOUR *et al.*, 2000). Para Ollivier (1998), a

carbonatação pode ser dividida em três áreas: não-carbonatada ($\text{pH} > 12$), em processo de carbonatação (pH entre 9 e 12) e carbonatada ($\text{pH} < 9$).

2.2 - Mecanismo da carbonatação

Ao longo do endurecimento do concreto, sob condições adequadas de umidade ambiental, forma-se uma rede de poros, preenchida por uma solução, constituída principalmente por íons OH^- , Ca^{++} , Na^+ , K^+ e SO_4^- , que promovem ao concreto uma alcalinidade elevada. Em presença de oxigênio e deste pH , uma capa de óxidos muito aderente, compacta e invisível protege o aço da corrosão. Esta capa é chamada de película passivadora. Esta camada se mantém estável, em ambientes altamente alcalinos, enquanto o concreto não sofrer alterações físicas ou químicas. De acordo com Helene (1986), o cobrimento do concreto tem a finalidade de proteger fisicamente a armadura e propiciar um meio alcalino elevado, que evite a corrosão do aço. É interessante que a microestrutura do concreto seja o menos permeável possível, pois é através dela que ocorrerá a difusão dos gases, estando sua intensidade diretamente relacionada à rede de poros. A difusão é o principal mecanismo de penetração do CO_2 para o interior do concreto, através dos poros com ar e com água. Os gases podem se difundir através de um espaço preenchido com água ou com ar, mas, no primeiro caso, o processo é 10^4 a 10^6 vezes mais lento (NEVILLE, 1997).

A alcalinidade do concreto deriva das reações de hidratação dos silicatos de cálcio (C_3S e C_2S), que liberam certa porcentagem de hidróxido de cálcio (CH), a qual pode chegar a 25% do total de compostos hidratados, presentes na pasta (MEHTA e MONTEIRO, 1994). Esta base forte (CH) dissolve-se na água, preenchendo os poros e capilares do concreto e conferindo-lhe um caráter alcalino. O hidróxido de cálcio possui pH em torno de 12,5, à temperatura ambiente, e é considerado como a reserva alcalina do concreto, o que proporciona a passivação do aço (figura 2.1).

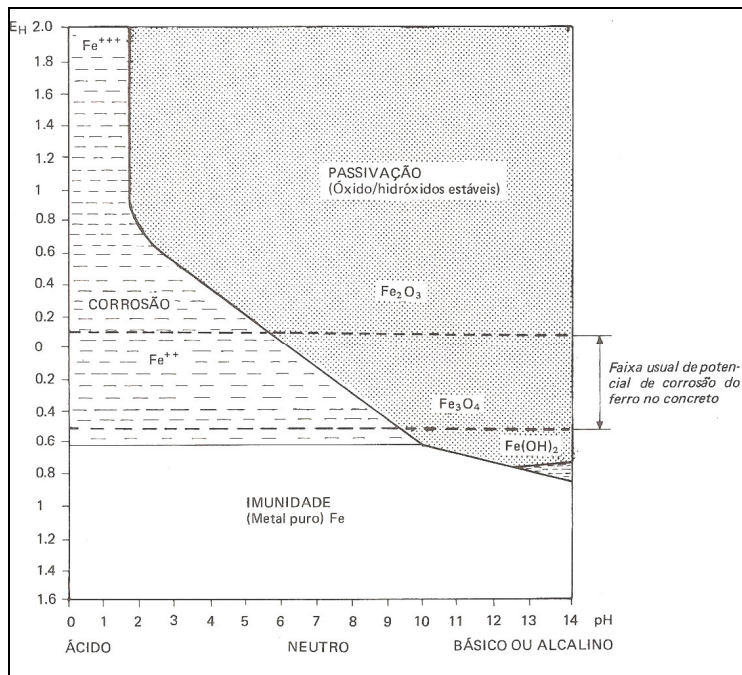


Figura 2.1 - Diagrama de Pourbaix. Diagrama de equilíbrio termodinâmico. Potencial x pH para o sistema Fe - H₂O a 25° C, delimitando os domínios prováveis de corrosão, passivação e imunidade - Fonte: Helene, 1986.

A carbonatação é a ação do CO₂, em presença de umidade e de outros gases ácidos presentes na atmosfera, como o SO₂ e o H₂S, que reagem nas superfícies expostas do concreto, com os produtos da hidratação do cimento, principalmente com o hidróxido de cálcio, composto cristalino, que forma produtos sólidos, como o carbonato de cálcio (CaCO₃), de acordo com a equação 2.1:



Uma consequência deste fenômeno é a redução na porosidade do concreto carbonatado, devido ao fato do CaCO₃ formado possuir volume maior que o do hidróxido de cálcio. A porosidade total é reduzida com o progresso da carbonatação (ISHIDA *et al.*, 2004). A carbonatação altera as características químicas, mineralógicas, micro-estruturais e a estrutura dos poros da pasta de cimento (MATALLA, 1997). Segundo Silva (2002), apesar da carbonatação elevar a resistência, através da diminuição da porosidade, seu efeito reduz o pH do sistema, pelo consumo de hidróxido de cálcio, e acelera o processo de corrosão das armaduras, no concreto armado. Um fator positivo da carbonatação é o fato de a

água liberada na reação (equação 2.1) ajudar na hidratação do cimento ainda não hidratado. Devido a isto, o concreto tem um ganho de dureza e menor permeabilidade, em sua região superficial, pois a carbonatação inicia na superfície do concreto e se projeta para seu interior.

Além do hidróxido de cálcio, outros álcalis do cimento, como o hidróxido de sódio (NaOH) e o hidróxido de potássio (KOH), também estão sujeitos a carbonatação. O hidróxido de cálcio é menos solúvel que o hidróxido de sódio e o hidróxido de potássio; logo, é encontrado na solução dos poros do concreto, normalmente na forma de cristais, enquanto que os outros estão dissolvidos na forma de íons. Como a solubilidade do CH depende da concentração de OH^- na solução intersticial, a reação de carbonatação começa através dos álcalis NaOH e KOH, passando a seguir ao CH (HELENE, 1993). Os cristais de CH são dissolvidos na água e, sob o efeito desta, deslocam-se e se depositam nos vazios capilares, onde se dá a carbonatação, resultando numa retração dos espaços deixados pelo transporte de CH.

De acordo com Neville (1997), quando o concreto tem como aglomerante apenas o cimento Portland, interessa apenas a carbonatação do hidróxido de cálcio. Porém, quando este se esgota, o processo se instala sobre os silicatos de cálcio hidratado (C-S-H), que formam o carbonato de cálcio (CaCO_3) e o gel de sílica, o qual possui poros maiores que 100 nm, tornando o concreto mais suscetível a carbonatação posterior. A velocidade de carbonatação depende da concentração de CO_2 , do consumo de aglomerantes (cimento + adição mineral), do teor de umidade do concreto e da umidade relativa do ar.

Pessoa e Nepomuceno (2002) pesquisaram a influência do consumo de cimento do tipo CP II-F 32, na corrosão de argamassas sujeitas à carbonatação, e constataram que esta diminui, na medida em que se aumenta o consumo de cimento. Devido à baixa concentração de CO_2 no ar (0,03% em volume), a reação é muito lenta e indefinida. Segundo Kazmierczak (1995), a corrosão resultante da carbonatação se dará em centros urbanos ou regiões industriais, onde a concentração de CO_2 é maior. Na carbonatação, a difusão do CO_2 ocorrerá, quando os poros estiverem parcialmente cheios d'água, e avançará através da rede de poros, até onde a solução apresentar esta condição favorável ao fenômeno. Quando os poros estão saturados (U.R. de 100%), não ocorre a carbonatação, devido à baixa velocidade de difusão do CO_2 na água. Também não ocorre com umidade

relativa abaixo de 25%, pois a água nos poros internos é insuficiente para que o CO₂ forme o ácido carbônico e também para transportá-lo para o interior.

A carbonatação inicia na superfície, formando uma “frente de carbonatação”, separando duas zonas com pH muito distintos: uma com pH próximo a 12,5 e outra com pH próximo a 8. Ela diminui a alcalinidade do concreto, reduzindo seu pH de valores próximos a 12,5, para valores em torno de 8,5, através de modificações na estrutura da pasta de cimento. Além disso, há um aumento em sua resistência, que provoca pequena retração. Neste processo, a estabilidade química da camada passivadora do aço diminui, sendo que valores de pH inferiores a 11 são suficientes para despassivar a armadura. As principais causas da despassivação da armadura são: a ação de íons cloretos e a diminuição da alcalinidade do concreto, devido à carbonatação. A carbonatação, em si mesma, não causa a deterioração do concreto, mas tem efeitos importantes, como a redução do pH de valores entre 12,6 e 13,5, para cerca de 9 (NEVILLE, 1997).

A interação entre os fluidos ambientais para o interior do concreto depende essencialmente do estado de umidade dos poros (VENQUIARUTO, 2002). Conforme Kazmierczak (1995), Helene (1993) e Sierra e Souza (1998) *apud* Carmona e Helene (2006), os concretos menos porosos e mais resistentes, com cobrimento compatível ao ambiente de exposição, terão melhor desempenho contra a corrosão por carbonatação. De acordo com Cascudo (1997), a carbonatação no concreto é um dos fatores essenciais para o início da corrosão das armaduras.

Um fator fundamental na carbonatação diz respeito à difusividade da pasta de cimento, que vai ser governada pela microestrutura dos poros. A partir desta afirmação, conclui-se que o tipo de cimento e de adição mineral, a relação a/agl e o grau de hidratação são, da mesma forma, fatores que devem ser levados em conta, quando da projeção e da estimativa de vida útil das estruturas de concreto armado. Para Li *et al.* (1998), a carbonatação está diretamente relacionada aos poros maiores que 0,04 µm, não sendo detectada em pastas com poros de diâmetros inferiores a este. O papel da cura é fundamental, pois dela dependerá a resistência mecânica do concreto, definida, entre outros fatores, pela maior ou menor porosidade da pasta. A cura também é responsável pela formação de hidróxido de cálcio e, como visto anteriormente, quanto menor for a quantidade deste composto, maior será a velocidade de carbonatação. Logo, quanto melhor for a cura do concreto, maior será sua resistência à carbonatação.

A relação a/agl tem um papel preponderante na permeabilidade dos gases e, conseqüentemente, grande influência na velocidade de carbonatação. Li *et al.* (1998) ressaltam também que a carbonatação pode ser mais intensa em ambientes climatizados, com umidade relativa em torno de 65% e temperatura de 23°C, do que em ambientes úmidos, devido à redução da permeabilidade do CO_2 no concreto, por causa da presença da água. A figura 2.2 mostra a variação da profundidade de carbonatação, em função do tempo e da relação a/agl .

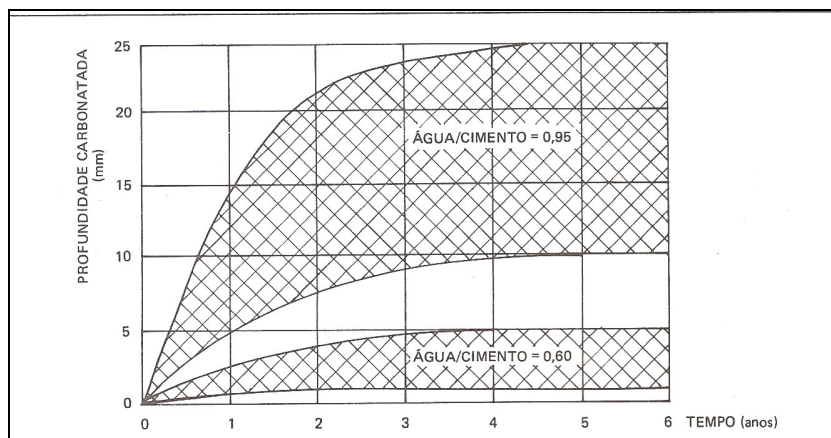


Figura 2.2 - Variação da profundidade de carbonatação com o tempo e em função da relação a/agl - Fonte: Helene, 1986.

O fato de diversas variáveis físico-químicas se inter-relacionarem entre si torna o fenômeno da carbonatação muito complexo, fazendo com que o processo tenha maior ou menor intensidade. Tais fatores são:

- **Porosidade do concreto:** é a sua propriedade de apresentar poros ou vazios, representada pela fração do volume total de uma amostra porosa, que é ocupada por poros ou por espaços vazios. O CO_2 é transportado para o interior do concreto, através da difusão, reage com o CH e, com isso, dá-se a queda do pH (figura 2.3). A interconexão dos poros e, conseqüentemente, a permeabilidade da pasta de cimento hidratada, será determinante para que o concreto possua uma melhor resistência à carbonatação, desde que possua baixa relação a/agl e condições adequadas de cura. A porosidade da pasta de cimento, com relação a/agl de 0,40, passa de 8% para 19%, quando esta relação é de 0,50 (THAULOW, 2007). Isto se dá, devido ao fato de existir excesso de água, que não reage com o cimento,

e migra para o meio externo, criando capilares durante sua passagem. Além da maior suscetibilidade, encontrada pelo concreto, para sofrer a ação de agentes agressivos, ainda há considerável perda na resistência do mesmo. Outros fatores, citados a seguir, influenciarão a carbonatação, pois a mesma porosidade pode estar associada a diferentes graus de carbonatação (ROZIÈRE *et al.*, 2008).

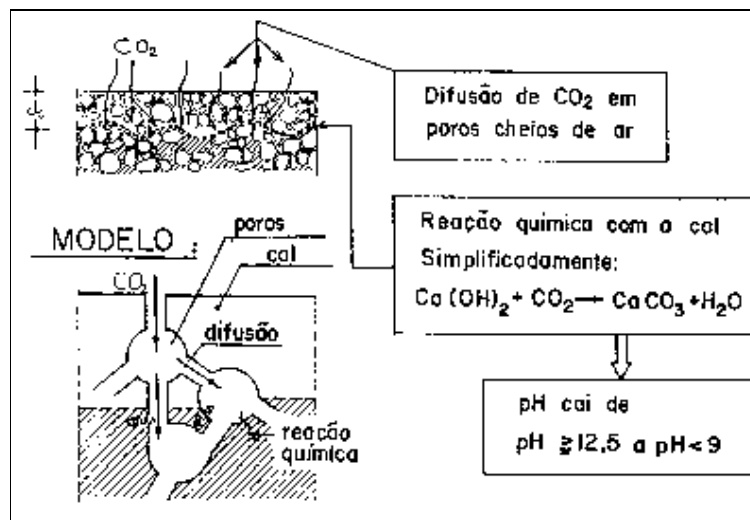


Figura 2.3 - Porosidade e profundidade de carbonatação

- **Presença de adições e composição do clínquer:** alguns autores (SPERB, 2003; STUMPP, 2003; CASTRO *et al.*, 2004) verificaram que o uso de cimento com escória de alto forno em altos teores fez com que a profundidade de carbonatação aumentasse. Isto acontece, por haver menor quantidade de hidróxido de cálcio disponível para reagir com o CO₂, o que reduz a reserva alcalina do concreto e possibilita o avanço da frente de carbonatação. No cimento Portland comum, devido a uma concentração maior de CH, na fase aquosa dos poros capilares, o CO₂ dissolvido precisa rebaixar o pH da solução, reagir com todo o CH, e só então migrar para regiões não carbonatadas, o que torna o processo mais lento. Aos cimentos que apresentam altos teores de C₃S, também se aplica o conceito de reserva alcalina, já que, durante o processo de hidratação, liberam maior quantidade de CH. A limitação da continuidade da rede de poros é conseguida com a adição de complementos ativos ou inertes neste concreto (AÏTCIN, 1995, *apud* GRIGOLI *et al.*, 2001). A escória de alto forno diminui a quantidade dos poros maiores, que mais contribuem no transporte de massa (SATO e AGOPYAN, 1998). Com o uso de

adições minerais no concreto, são originados dois efeitos: a redução da reserva alcalina, com a conseqüente redução do pH, e o refinamento da matriz dos poros, reduzindo a difusividade da matriz da pasta e retardando o avanço da carbonatação (NEVILLE, 1997). Logo, dos dois efeitos descritos acima, o que irá predominar será função de outros fatores, como, por exemplo, uma boa cura (NEVILLE, 1997).

- **Duração e condições de cura:** quanto maior o tempo de cura, maior o grau de hidratação do cimento, conseqüentemente, menor será a porosidade e a permeabilidade e, por fim, menor será a carbonatação (FIGUEIREDO *et al.*, 1993). Concretos de escória de alto forno mal curados apresentaram profundidades intensas de carbonatação, de 10 a 20 mm em um ano (OSBORNE, 1986 *apud* NEVILLE, 1997). A carbonatação é significativamente reduzida, quando o equilíbrio de umidade entre a superfície do concreto de cobertura e o exterior é adequado, principalmente nos períodos iniciais, promovendo uma melhor hidratação do cimento, uma redução na porosidade e, conseqüentemente, um aumento das resistências finais. A cura úmida prolongada do concreto com escória de alto forno é particularmente importante, porque a hidratação inicial lenta resulta num sistema de poros capilares, que permite a perda de água, em condições de secagem (NEVILLE, 1997), minimizando a porosidade do concreto, por não haver formação de novos poros capilares, durante a passagem da água.

- **Relação a/agl:** a redução da relação a/agl implica na diminuição da permeabilidade e da porosidade do concreto e, conseqüentemente, na profundidade de carbonatação. Em um concreto com relação a/agl 0,6, a profundidade de carbonatação, após 15 anos, é de 15 mm, e com uma relação a/agl 0,45, a mesma profundidade é atingida somente após 100 anos (NEVILLE, 1997). Para Greger (1969) *apud* Helene (1986), a profundidade de carbonatação de concretos com relação a/agl 0,80, 0,60 e 0,45, em média, está na relação 4:2:1, independentemente da natureza da atmosfera a que estejam expostos.

- **Permeabilidade:** como já foi mencionado anteriormente, trata-se da maior ou menor facilidade com que os fluidos penetram e se deslocam, no interior do concreto, e não é função simplesmente da porosidade, mas depende também das dimensões, da distribuição, da forma, da tortuosidade e da continuidade dos poros

(NEVILLE, 1997). A maior ou menor difusão dos gases, dentro dos poros capilares, define o aumento ou a diminuição na velocidade de carbonatação. Em uma pasta de estrutura compacta, o ataque de agentes agressivos ficará restrito à sua superfície, enquanto que, numa pasta de estrutura porosa, os agentes penetrarão para seu interior (MOREIRA *et al.*, 2001). Os poros importantes para a permeabilidade são aqueles com diâmetro de, pelo menos, 120 nm ou 160 nm, caracterizados por sua continuidade (NEVILLE, 1997). A permeabilidade está associada a fatores inerentes ao próprio material, como as características físico-químicas do aglomerante e dos agregados, o teor de cimento na mistura, a relação a/agl , entre outros. Fatores externos, como ambientes com gases agressivos, umidade relativa, temperatura no local de exposição e ações de congelamento do concreto, também exercem influência sobre a permeabilidade e a carbonatação.

- **Resistência à compressão:** as modificações que ocorrem na microestrutura da pasta de cimento, influenciadas pelo grau de hidratação, pela relação a/agl e pelo tipo de cimento, são determinantes para a resistência do concreto, sendo que a carbonatação é função desta resistência. O refinamento da estrutura dos poros, que torna o conjunto mais compacto e, conseqüentemente, mais resistente, resulta numa menor profundidade de carbonatação. Concretos mais resistentes tendem a apresentar menor profundidade de carbonatação, devido à sua estrutura mais compacta. Porém, como o avanço da carbonatação está intimamente ligado à estrutura de poros da pasta, somente a resistência à compressão não proporciona informações, quanto à microestrutura da pasta de cimento endurecida, na região da superfície do concreto, enquanto está se processando a difusão do CO_2 (NEVILLE, 1997). De acordo com Geiseler *et al.* (1995), cimentos com menor resistência inicial levam gradualmente a maiores profundidades de carbonatação do que cimentos de alta resistência inicial. Portanto, a resistência à compressão é aceita como um indicador da resistência à carbonatação e deve ser utilizada, em conjunto com os demais fatores descritos anteriormente.

O dióxido de carbono ionizado induz à solvatação dos íons cálcio, a partir das fases sólidas, que são então re-precipitados, no espaço dos poros da mistura como $CaCO_3$, formando um produto solidificado (LANGE, 1997 *apud* BERTOS *et al.*, 2004). Este processo é fortemente exotérmico. A difusão do gás no sólido resulta em

um crescimento da frente do material carbonatado, em torno da zona interna do material não-carbonatado. O modelo conceitual para a reação do dióxido de carbono, com um resíduo inalterado, está apresentado na figura 2.4.

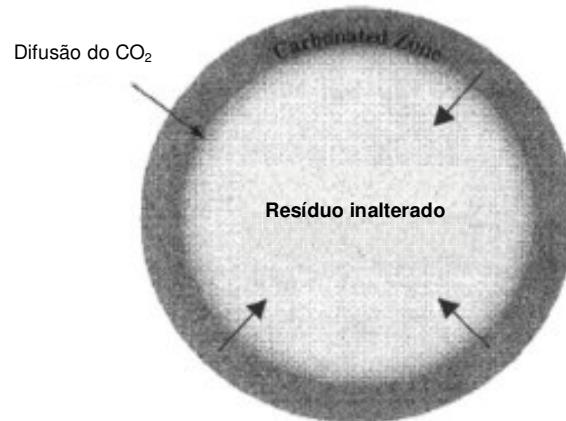


Figura 2.4 - Esquema do processo de carbonatação (Walton *et al.*, 1998 *apud* Bertos *et al.*, 2004)

De acordo com Bertos *et al.* (2004), a seqüência dos mecanismos que ocorrem, durante a carbonatação dos materiais cimentícios, está apresentada a seguir:

- 1) Difusão do CO₂ no ar;
- 2) Penetração do CO₂ no sólido;
- 3) Solvatação do CO₂ do estado gasoso para o estado líquido. A transferência da camada limite é favorecida, por uma alta área superficial interna do sólido;
- 4) Hidratação do CO₂ no estado gasoso, formando o ácido carbônico, H₂CO₃. Este é um passo que ocorre a uma taxa muito lenta;
- 5) Ionização do H₂CO₃, formando H⁺, HCO₃⁻, CO₃²⁻. Isto ocorre quase instantaneamente, fazendo o pH cair em torno de 3 unidades, ficando entre 11 a 8;
- 6) Dissolução das fases cimentícias C₃S e C₂S. Devido ao fato de ser um processo cíclico, este passo é rápido e extenso, produzindo um considerável desprendimento de calor. Os grãos de silicato de cálcio são cobertos por uma camada livre de gel hidratado de silicato de cálcio, que é rapidamente dissolvida, lançando íons Ca²⁺ e SiO₄⁴⁻;
- 7) Nucleação do CaCO₃, C-S-H, favorecida por temperaturas altas e pela presença de material finamente dividido, atuando como núcleos heterogêneos;

8) Precipitação das fases sólidas. No início, vaterita e aragonita podem ser formadas, mas estas formas de CaCO_3 , no final, revertem em calcita. Carbonato de cálcio amorfo pode ser encontrado como produto final;

9) Carbonatação secundária. O gel C-S-H formado é progressivamente descalcificado, convertendo-se no final em S-H e CaCO_3 .

A figura 2.5 apresenta o mecanismo para a carbonatação acelerada.

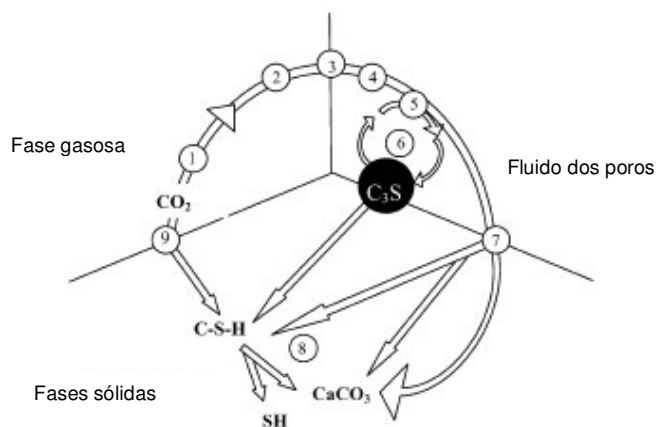


Figura 2.5 - Mecanismo da carbonatação acelerada (Maries, 1985 apud Bertos *et al.*, 2004)

A tabela 2.1 apresenta as variáveis que influenciam o processo de carbonatação, de acordo com Bertos *et al.* (2004).

Tabela 2.1 - Variáveis que influenciam o processo de carbonatação. Fonte: Bertos *et al.* (2004).

Carbonatação	Reatividade do CO_2	Tipo e teor de aglomerante	
		Grau de hidratação	
	Difusividade do CO_2	Sistema de poros	Tipo/teor de aglomerante
			Relação a/agl
			Grau de hidratação
			Grau de compactação
	Condições de exposição	Concentração de CO_2	
		Umidade relativa	

O tipo e o teor de aglomerante, bem como o grau de hidratação, determinam a intensidade da carbonatação, uma vez que destes fatores dependerá a maior ou menor quantidade de CH formada e disponível, para reagir com o CO_2 . O sistema de poros influi nos mecanismos de permeabilidade do concreto, logo, o tipo e teor de aglomerante, a relação a/agl, o grau de hidratação e de compactação da pasta

definirão a permeabilidade da pasta que, de acordo com Neville (1997), é controlada pela porosidade capilar. A carbonatação é diretamente proporcional à concentração de CO_2 e ocorre mesmo com baixas concentrações encontradas na atmosfera (KAMIMURA *et al.*, 1965). A frente de carbonatação avança com mais intensidade, em ambiente com umidade relativa entre 50% e 80% (NEVILLE, 1997). Assim, o mecanismo da carbonatação é regido pela soma das características intrínsecas dos materiais componentes do concreto e do meio em que estão inseridos.

A carbonatação do hidróxido de cálcio, uma das principais reações, é acompanhada por um aumento no volume dos sólidos (JOHANNESSON & UTGENANNT, 2001). O carbonato de cálcio é precipitado, nos poros da estrutura da matriz dos materiais cimentícios, e este aumento, no volume, levará a alterações estruturais. As conseqüências da carbonatação estão apresentadas na tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Variações nas propriedades físicas devido à carbonatação. Fonte: Bertos *et al.* (2004).

Característica	Conseqüência
Porosidade	Tende a diminuir. Os poros maiores se enchem de carbonato de cálcio que têm maior volume molar que o hidróxido de cálcio inicial. Inesperadamente isto leva a maior difusão do CO_2 , talvez devido à retração durante a carbonatação ou à variação da distribuição do sistema de poros para um maior tamanho médio dos poros.
Tortuosidade	É maior que em um sólido não-carbonatado, então a carbonatação pode levar a uma lixiviação mais rápida de algumas espécies.
Distribuição do tamanho dos poros	Um material carbonatado pode ter aproximadamente duas vezes mais volume que um não-carbonatado. O carbonato de cálcio precipitado tem solubilidade muito baixa e então bloqueará o sistema de poros. Entretanto, devido à expansão de volume envolvida na reação, existirá microfissuras na região carbonatada.

Logo, a carbonatação causa efeitos prejudiciais em estruturas de concreto armado, através do rebaixamento do pH, e a conseqüente eliminação da película passivadora do aço, permitindo a instalação do fenômeno da corrosão das armaduras. Por outro lado, quando se trata de concreto massa, sem armadura de aço, os efeitos podem ser benéficos, pois, como os volumes dos produtos gerados (CaCO_3) são maiores que aqueles dos produtos originais das reações de hidratação ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), o resultado é uma estrutura mais consistente, apresentando maior resistência à compressão e menor porosidade e permeabilidade, características que influenciam, nos mecanismos de transporte no concreto, apresentados no item 1.2.

Silva *et al.* (2002), pesquisando a carbonatação em concreto, produzido com cimento CP II-E 32, com teor de escória de alto forno de 25%, constataram que as amostras carbonatadas, cubos retirados da superfície dos corpos-de-prova e expostos à alta concentração de CO₂, atingiram cargas de ruptura de 22% a 78% superiores às obtidas para as amostras não carbonatadas, que foram retiradas das porções internas dos corpos-de-prova. Os estudiosos também observaram, através da intrusão de mercúrio, que a carbonatação reduziu a porosidade em 5% a 12% e, além disso, concluíram que o aumento na resistência à compressão se dá, devido à redução na porosidade, que torna o concreto mais denso.

2.2.1 - Determinação da carbonatação

Como a carbonatação é um processo bastante lento, a maioria das pesquisas sobre o assunto utiliza o ensaio de carbonatação acelerada, para avaliar suas conseqüências. O procedimento de ensaio consiste em submeter as amostras a um ambiente com controle de temperatura, umidade relativa e a uma concentração de CO₂ maior que a encontrada na atmosfera, geralmente dada pela quantidade em volume de gás introduzida na câmara de carbonatação (PAULETTI, 2004). A variação das condições a que as amostras são submetidas é tão grande quanto o número de pesquisas já realizadas sobre o assunto, o que acaba dificultando ou até mesmo impossibilitando a comparação dos resultados obtidos entre os diferentes trabalhos já publicados. O ensaio de carbonatação acelerada não é padronizado, ficando cada autor livre, para adotar os parâmetros que melhor se adaptam às suas condições. A tabela 2.3, apresentada por Pauletti (2004), mostra um resumo das condições de ensaio a que as amostras foram submetidas, por diferentes pesquisadores, sob as formas mais variadas possíveis, principalmente no que diz respeito à concentração de CO₂ adotada, que varia de 0,03% a 100%. Esta concentração será determinante, para a maior velocidade e profundidade de carbonatação atingidas, com influência direta no cálculo dos coeficientes de carbonatação obtidos. Outro exemplo de variação nas condições de realização dos ensaios diz respeito ao pré-condicionamento, que tem o objetivo de dotar todas as amostras com as mesmas características de umidade, e que se caracteriza pela

não-padronização e pela realização em formas variadas, pelos diferentes pesquisadores. Esta pesquisa adotou concentração de 2% de CO₂, embora já tenham sido realizados, na UFSM, trabalhos com teores de 5% (VENQUIARUTO, 2002; STUMPP, 2003) e 10% de CO₂ (VAGHETTI, 1999; SPERB, 2003).

Tabela 2.3 - Parâmetros adotados por diferentes pesquisadores. Fonte: Pauletti (2004).

Pesquisador	Ano	Tipo/tempo de cura (dias)	Pré-condicion. Tempo/local	UR (%)	T (°C)	CO₂ (%)
Tuutti	1982	submersa 7	6 meses laboratório	80	-	1
Ho e Lewis	1987	úmida 1, 7, 28, 91, 365	21 dias laboratório	50	23	4
Fattuhi	1988	submersa/ao ar 28	nota ¹⁷	50-70	20- 26	100
Ohga e Nagataki	1989	submersa 7, 28 e 91	nota ¹⁷	50	40	7
Papadakis et al..	1991b	úmida 90	- estufa	-	-	50
Branca et al..	1993	úmida 7	-	75	20	30
Nepomuceno¹⁸	1992	úmida/ao ar 1, 7 e 28	70 dias laboratório	50 - 70	20	100
Isaia	1995	úmida 7	28 dias laboratório	-	-	10
Balayssac et al..	1995	submersa/ao ar 1, 3 e 28	-	60	20	0,03
Roy et al..	1999	submersa 7	nota ¹⁷	52, 64, 75, 84 e 92	-	6
Vagheti	1999	úmida 7	21 e 84 laboratório	50-80	23	10
Jiang et al..	2000	-	nota ¹⁷	70	20	20
Cunha e Helene	2001	úmida 28	15 dias laboratório	65	23,5	100
Sanjuán e Olmo	2001	submersa 28	-	70	-	5, 20 e 100
Venquiaruto	2002	úmida 7	35 dias lab./estufa RILEM	75	23	5
Kulakowski	2002	úmida amostras embaladas 14	14 dias câmara sazón. ¹⁹	70	25	5
Lo e Lee	2002	submersa/ao ar 28	-	-	21	2
Coelho et al..	2002	úmida 28	35 dias laboratório	60-70	26	100
Kirchheim	2003	úmida 28	até constância câmara sazón. ¹⁹	70	25	100
Abreu	2004	úmida 28	32 dias câmara sazón. ¹⁹	70	25	5 e <50
Pesquisa	2008	úmida 7	56 dias lab./estufa RILEM	75	23	2

¹⁷ Não realizado pré-condicionamento. Após cura, amostras submetidas ao ensaio de carbonatação.

¹⁸ O autor utilizou concretos de reparo e as relações a/agl foram as recomendadas pelos fabricantes.

¹⁹ Câmara de sazónamento (pré-condicionamento) isenta de CO₂.

A tabela 2.4 apresenta os coeficientes de carbonatação, obtidos a partir dos diferentes parâmetros adotados, por alguns pesquisadores: concentração de CO₂ variando de 2% a 10%; temperatura entre 20 °C e 40 °C e umidade relativa variando entre 50% e 75%.

Tabela 2.4 - Características de ensaios e respectivos coeficientes de carbonatação

Autor	Ano	Adição		a/agl	CO ₂ (%)	T (°C)	UR (%)	Kc (mm/√sem)
		Tipo	Teor (%)					
Horiguchi <i>et al.</i>	1994	EAF	0	0,50	5	30	60	0,997
			70					4,867
Sakai <i>et al.</i>	1992	EAF	50	0,54	10	40	60	4,606
			70					7,558
Sperb	2003	EAF	0	0,50	10	23	75	5,473
			70					11,146
Stumpp	2003	EAF	0	0,55	5	22	75	3,770
			70					9,573
Maeda <i>et al.</i>	1998	EAF	50	0,59	10	20	60	1,934
Pesquisa	2008	EAF	0	0,55	2	23	75	1,982
			50					2,426
			70					2,809

As figuras 2.6, 2.7 e 2.8 mostram a relação entre os coeficientes de carbonatação obtidos pelos pesquisadores, citados na tabela 2.4, e as respectivas concentrações de CO₂ adotadas.

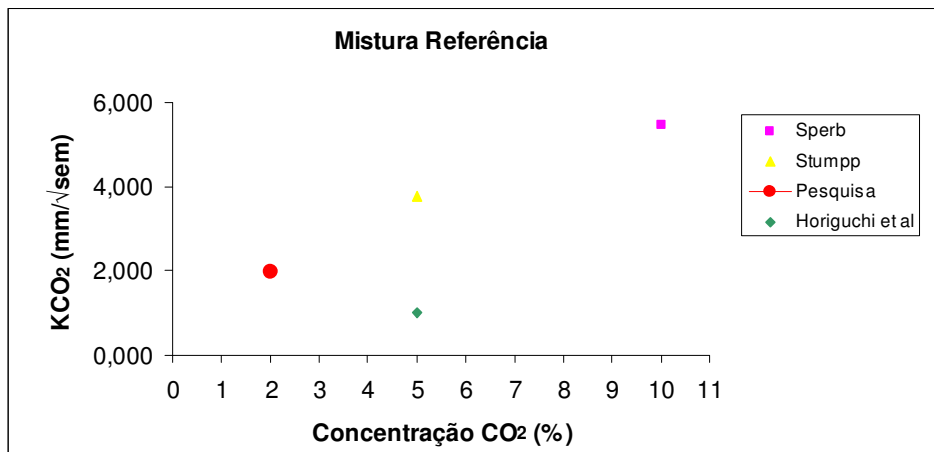


Figura 2.6 - KCO₂ X Concentração CO₂ - Mistura de referência

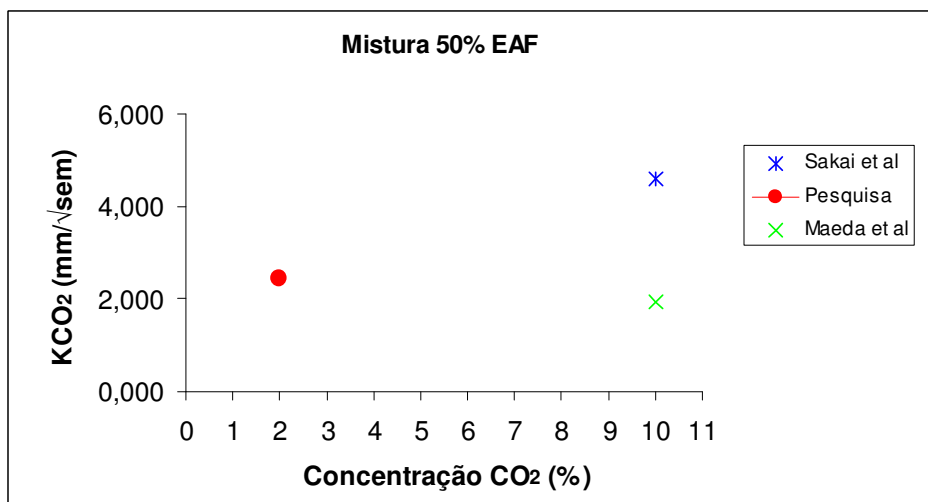


Figura 2.7 - KCO₂ X Concentração CO₂ - Mistura com 50% EAF

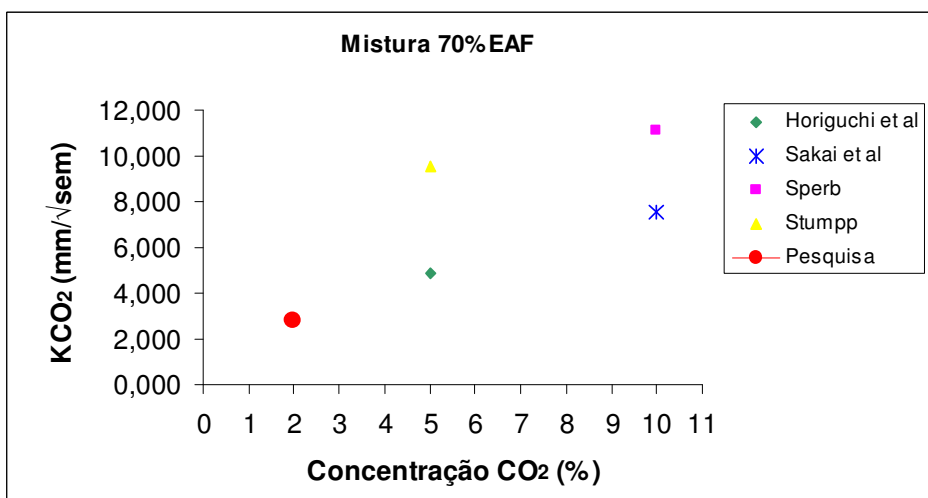


Figura 2.8 - KCO₂ X Concentração CO₂ - Mistura com 70% EAF

A partir das figuras 2.6, 2.7 e 2.8, é possível observar que, apesar da correlação entre as concentrações de CO_2 e os coeficientes de carbonatação seguirem uma tendência, para uma mesma concentração de CO_2 , foram obtidos diferentes coeficientes de carbonatação (K_c). Este comportamento, observado através do apanhado de alguns trabalhos, comprova a dificuldade de comparação dos resultados entre as diferentes pesquisas. Logo, todos os resultados analisados e discutidos, no capítulo VI (Análise e Discussão dos Resultados), são validados pela comparação entre si, ou seja, os efeitos causados pela adição de escória de alto forno e de ativador químico na carbonatação, em misturas de concreto expostas às mesmas condições, quais sejam: 2% de concentração de CO_2 ; temperatura de $23 \pm 1^\circ\text{C}$ e umidade relativa de $75 \pm 2\%$.

A carbonatação acelerada, provocada no ensaio, avança de maneira muito intensa devido à concentração de CO_2 utilizada (2%), ser várias vezes superior àquela encontrada na atmosfera (em média, de 0,03%). O período disponível para os procedimentos de moldagem, cura e pré-condicionamento das amostras não permitem uma maior formação de hidróxido de cálcio pelas reações de hidratação do cimento. Ainda, o fato da submissão das amostras a esta concentração de CO_2 , aliada à temperatura e umidade relativa adotadas para o ensaio, fazem com que a carbonatação ocorra com maior velocidade. Logo, no ensaio acelerado, a reação do CO_2 com o hidróxido de cálcio, é mais intensa que a reação de hidratação do cimento, que não tem condições de produzir a quantidade necessária de CH, para a manutenção da reserva alcalina do concreto, diferente da exposição natural, em que a concentração de CO_2 é bastante baixa e, em conseqüência, o processo de carbonatação é bastante lento, existindo tempo suficiente para que, a pasta atinja maior grau de hidratação, evidentemente sob uma cura adequada e uma maior produção de hidróxido de cálcio, e então o concreto poderá contar com uma reserva alcalina apropriada e atingir menores profundidades de carbonatação.

2.3 - Carbonatação no concreto com adições minerais

As adições minerais vêm sendo utilizadas nos cimentos e concretos, com o objetivo de obter ganhos técnicos, econômicos e ambientais. Entre os benefícios

técnicos, está a densificação da matriz dos poros da pasta, devido à finura das adições e às reações pozolânicas do CH, com a conseqüente formação do C-S-H. Com isto, há a redução da permeabilidade, bem como uma maior resistência à compressão. Porém, os efeitos negativos oriundos destas adições também devem ser considerados. Um dos principais deles é a carbonatação do concreto que, como visto anteriormente, tem como conseqüência mais prejudicial a redução do pH da solução dos poros, devido ao consumo de CH pelas reações pozolânicas, reduzindo a reserva alcalina do concreto.

Além da resistência à compressão, principal parâmetro adotado na dosagem de concretos, outros fatores também devem ser levados em conta, no intuito de garantir a durabilidade das estruturas de concreto armado. Para um concreto ser considerado durável, deve apresentar profundidade máxima de carbonatação de 20 mm, após 50 anos, para concretos com resistência à compressão superior a 35 MPa (VERBEK, 1958 *apud* KAZMIERCZAK, 2002). Ho e Lewis (1987), comparando resultados de ensaio acelerado e natural, concluíram que as profundidades de carbonatação de amostras armazenadas em laboratório, após um ano, foram aproximadamente as mesmas das amostras submetidas a uma semana de concentração de 4% de CO₂. Portanto, o completo domínio deste fenômeno se torna fundamental, pois as dosagens das adições minerais dos concretos são limitadas pela profundidade de carbonatação.

Isaia *et al.* (2001), compararam as profundidades carbonatadas de amostras produzidas com misturas binárias e ternárias de cinza volante, cinza de casca de arroz e sílica ativa, com teores entre 10% e 50%, submetidas a uma concentração de 10% de CO₂ no ensaio acelerado, com as profundidades carbonatadas de amostras expostas à carbonatação natural em ambiente de laboratório. Os resultados comparativos entre os dois ensaios mostram que, em concretos com relações a/agl inferiores a 0,45, e teor de adição de até 25%, existe a equivalência de uma semana de ensaio acelerado com um ano de exposição natural. Para misturas com relações a/agl maiores que 0,45 e teor de 50% de adição, os valores obtidos nos ensaios acelerados, corresponderam, em média a 3,6 vezes aqueles obtidos no ensaio natural.

Costa *et al.* (2005), pesquisando concretos com altos teores de escória de alto forno, em diferentes teores, concluíram que a profundidade de carbonatação cresce com o aumento do teor de escória e diminui, quando se aumenta a classe de

resistência dos concretos. Isto pode ser explicado pelo fato das reações pozolânicas consumirem o hidróxido de cálcio, reduzindo o pH da solução dos poros e permitindo o avanço da frente de carbonatação. Com relação à redução da carbonatação, em função do aumento da resistência, o que explica tal fato é a redução na porosidade, pois concretos com menores volumes de poros apresentam maior compacidade e possuem maior resistência à compressão, o que garante uma menor difusividade, dificultando a penetração de gases e agentes agressivos para o interior do concreto.

Os inúmeros registros sobre carbonatação na literatura relatam genericamente que, quando as adições minerais são incorporadas ao concreto, em substituição parcial ao cimento Portland, a profundidade de carbonatação aumenta, pois há uma redução na reserva alcalina, devido às reações pozolânicas, o que torna mais baixo o teor de CH, para reagir com o CO_2 . Porém, como as condições ambientais e de cura, as características dos cimentos e adições, entre outros aspectos, são diferentes, para cada caso específico, é importante dominar todos estes fatores, com o objetivo de desenvolver o concreto mais apropriado para cada uso, no que diz respeito à sua durabilidade. De acordo com Matala (1997), o teor de CH para pastas de cimento Portland comum está entre 20% e 28%, dependendo do tempo de cura e da relação a/agl, enquanto que, para pastas com altos teores de escória, este valor fica entre 3% e 10%. Quando é utilizada escória de alto forno como adição, há maior necessidade de uma boa cura, pois existem relatos de profundidades de carbonatação de 10 mm a 20 mm, em um ano (OSBORNE, 1986 *apud* NEVILLE, 1997), ficando abaixo da faixa de concretos duráveis.

Para Kulakowski (2002), no caso de concreto com adição de sílica-ativa, ficou evidente a diminuição do teor de CH e, com isto, o pH sofreu uma redução de 13,5 para 12,7 e 12, quando se adicionou sílica-ativa nos teores de 10% e 20%, respectivamente. Em concretos com adições minerais, ocorrem as reações pozolânicas, nas quais existe o consumo de hidróxido de cálcio, reduzindo a reserva alcalina da solução dos poros. Logo, existe uma quantidade menor deste composto, para reagir com o CO_2 , o que torna o fenômeno da carbonatação teoricamente mais acelerado. Neste caso, o termo teoricamente é adotado, pois existem dois efeitos opostos como consequência do uso das adições minerais: [1] de um lado, a diminuição na permeabilidade, pela densificação da matriz dos poros que, por sua vez, reduz a difusividade do ácido carbônico, agente da carbonatação, dificultando sua passagem; e [2], do outro, pelo reduzido teor de CH para se combinar com o

CO₂, ocorre um aumento na velocidade de carbonatação. Várias pesquisas já foram realizadas sobre este fenômeno (VAGHETTI, 1999; VENQUIARUTO, 2002; SPERB, 2003; STUMPP, 2003), e os resultados não podem ser adotados de maneira genérica, pois existem variações, nas condições ambientais de concentração de CO₂, nas características químicas e físicas do cimento e das adições, e ainda em fatores relacionados às condições de cura dos concretos. Todos estes fatores irão definir qual dos dois efeitos predominará. Para Neville (1997), primeiramente, deve-se conhecer as características da microestrutura da pasta e dos materiais cimentícios, bem como sua influência no fenômeno da carbonatação.

Com relação ao teor e à finura das adições, Venquiaruto (2002), ao estudar concretos com adição de pozolanas (cinza volante, cinza de casca de arroz e sílica-ativa), observou que as profundidades de carbonatação aumentaram à medida que aumentou o teor e a finura das adições. Isto está relacionado ao fato das partículas mais finas serem mais reativas e, portanto, haver uma aceleração na velocidade das reações pozolânicas e no consumo de CH. Por outro lado, por possuírem uma finura bastante acentuada, as adições, quando utilizadas na dosagem correta, promovem uma densificação da matriz da pasta, reduzindo o tamanho dos poros e formando uma microestrutura menos permeável, de modo a dificultar a entrada de agentes agressivos no concreto, para obter ganho de resistência.

Castro *et al.* (2004), comparando concretos com diversos tipos de adições minerais, em relação à resistência à carbonatação, concluíram que houve queda de desempenho com o emprego de escória de alto forno, indicando que, neste caso, o fator predominante foi a perda da reserva alcalina, que se sobrepôs às alterações físico-químicas de densificação dos poros. Sperb (2003), em sua pesquisa sobre concretos com diferentes tipos de adições minerais, com e sem ativadores químicos, constatou maiores profundidades de carbonatação, para misturas com escória de alto forno, em comparação às do concreto de referência, usando como aglomerante apenas o cimento Portland.

Cunha e Helene (2001), comparando três tipos de cimentos comerciais (CP-I S, CP III e CP IV), constataram que o pior desempenho, em relação à resistência à carbonatação, foi o do cimento CP III, que possui adição de escória de alto forno, não se destacando nenhum efeito benéfico quanto ao refinamento da estrutura dos poros. Bakharev *et al.* (2001) compararam a durabilidade de dois tipos de concreto, sendo que um utilizou como aglomerante apenas escória álcali-ativada, com

soluções de silicato de sódio e hidróxido de sódio; e o outro usou cimento Portland comum. O primeiro apresentou maior profundidade de carbonatação e redução na resistência à compressão, em relação ao segundo.

A cura tem importância fundamental, pois é preciso uma formação de maior quantidade de hidróxido de cálcio, durante as reações de hidratação do cimento, para que ocorram as reações pozolânicas, que iniciam em idades mais avançadas. Logo, quanto maior o tempo de cura, mais hidróxido de cálcio será formado e, mesmo que este seja consumido pelas reações pozolânicas, há a tendência de um maior teor de CH remanescente, que funcionará como reserva alcalina e, conseqüentemente, garantirá a manutenção da alcalinidade do concreto. Normalmente o cimento Portland comum apresenta um teor de óxido de cálcio em torno de 64% e, no cimento com adição de escória de alto forno, este valor é reduzido para até 44%, o que significa uma diminuição no teor de álcalis disponível para a carbonatação, após a hidratação (BAKKER, 1988 *apud* KULAKOWSKI, 2002).

A relação a/agl também deve ser destacada, pois ela deve promover a trabalhabilidade necessária para o concreto no estado fresco, porém, sem comprometer a resistência à compressão, inversamente proporcional à profundidade de carbonatação.

Castro *et al.* (2004), estudando concretos com diferentes tipos de adições, concluíram que o uso de escória de alto forno e cinza volante resulta em perda de desempenho ao concreto, uma vez que a perda da reserva alcalina pelo consumo de CH e a respectiva queda no pH se sobrepõe às alterações na microestrutura da pasta.

Costa *et al.* (2005), estudando concretos com altos teores de escória de alto forno (30%, 66% e 83%), verificaram maiores profundidades de carbonatação, à medida que os teores de adição aumentaram. Para idades mais avançadas, com maior grau de hidratação, foram obtidas menores profundidades de carbonatação, devido à microestrutura mais densa.

Maeda *et al.* (1998) compararam concreto autoadensável, composto de grande volume de materiais finos, com um concreto de consistência normal, e concluíram que, ao se aumentar a finura da escória, a porosidade da pasta é reduzida. O mesmo acontece, quando o período de cura inicial é aumentado. O concreto autoadensável curado em água por sete dias apresentou valor quase nulo

para profundidade de carbonatação, e este valor ficou maior, na medida em que o teor de adição foi aumentado e o período de cura inicial reduzido.

Teores elevados de escória de alto forno resultam maiores profundidades de carbonatação (HORIGUCHI *et al.*, 1994). Tal fato seria explicado pela menor quantidade de hidróxido de cálcio remanescente, que é consumido durante as reações pozolânicas.

Litvan e Meyer (1986) analisaram núcleos de concreto, após vinte anos de exposição, e compararam um cimento Portland comum com um concreto a base de cimento com adição de 65% de escória. O grau de carbonatação era maior no concreto produzido com cimento com escória. Muito pouca cal estava presente, nesse concreto. Em uma atmosfera seca, Osborne (1986) *apud* Neville (1997) observou uma maior profundidade de carbonatação em cimentos com um alto teor de escória (na ordem de 70%) do que em cimento Portland comum ou cimentos com menores teores de escória ($\leq 50\%$).

O parâmetro mais importante relacionado à qualidade e durabilidade do concreto é a permeabilidade, que está intimamente ligada à estrutura dos poros. Quando o concreto com escória é exposto ao CO_2 , o silicato de cálcio hidratado reage, produzindo carbonato de cálcio, C-S-H descalcificado e gel alumino silicatos.

Ngala & Page (1997) compararam amostras de concreto, produzidos com cimento Portland normal e com adição de 65% de escória de alto forno, e concluíram que ambos apresentaram redução na porosidade total, após carbonatados, devido a uma redistribuição do tamanho dos poros; a proporção dos poros capilares grandes (diâmetro > 30 nm) aumentou ligeiramente, para as pastas de cimento Portland; e significativamente para aquelas com adição de escória.

Bier (1987) *apud* Song (2007) investigou o efeito da carbonatação, na estrutura dos poros dos sistemas cimentícios, produzidos com dois tipos de cimento, com e sem adição de escória. O autor descobriu que naquele com alto teor de clínquer a carbonatação leva a uma redução do volume de poros capilares, e em cimentos com teor de escória de aproximadamente 50%, a redução na porosidade é mais significativa.

Concreto com escória de alto forno está mais vulnerável a carbonatação que o concreto com cimento Portland comum, já que este último contém maior teor de cálcio na pasta. O carbonato de cálcio, formado quando o cimento Portland comum entra em contato com o CO_2 , ao se precipitar nos poros, diminui a difusibilidade da

matriz. Assim, uma camada superficial densa e rica em carbonato de cálcio é criada, devido a carbonatação, diminuindo a porosidade da pasta e formando uma barreira para a difusão do CO_2 . Esta barreira diminui o grau de carbonatação, em concretos com cimento Portland comum.

Li *et al.* (1998), pesquisaram concretos com adição de escória de alto forno com finura Blaine de 400, 800, 1100, 1800 e 3000 m^2/kg , nos teores de 15%, 30%, 50% e 70%, em substituição ao cimento Portland comum e compararam com um concreto de referência (somente com cimento Portland). Os autores constataram que, as profundidades de carbonatação, em concretos contendo escória com finura Blaine entre 400 e 800 m^2/kg , aumentaram com o aumento no teor de adição e também são maiores que aquelas para a mistura de referência, especialmente quando curadas em água por 3 a 7 dias. Por outro lado, o grau de carbonatação em concretos com escória, de finura Blaine maior que 1100 m^2/kg , reduziu à medida que se aumentou o teor de adição, e foi menor que aquela apresentada para o concreto de referência. O mesmo estudo também mostrou que, a carbonatação não ocorre em concretos contendo escória de alto forno com finura Blaine entre 1800 e 3000 m^2/kg , curadas em água por um período de 28 dias e nem em misturas com qualquer finura, quando curadas em água por 91 dias.

A profundidade de carbonatação é inversamente proporcional à resistência do concreto e pode variar de 1,5 mm, para uma resistência de 60 MPa, a 8,0 mm, para uma resistência de 30 MPa (BASSAT *et al.*, 1990, *apud* NEVILLE, 1997). Logo, a carbonatação para um concreto de alta resistência é muito pequena, se comparada àquela para um concreto de baixa resistência, que possui maior porosidade.

No concreto com adição de escória de alto forno, existe pouca quantidade de hidróxido de cálcio, na pasta de cimento hidratada, e como o dióxido de carbono não se fixa na superfície, não há o bloqueio dos poros do concreto, devido à formação de CaCO_3 . Devido a isso, a profundidade de carbonatação é maior, nas primeiras idades, para os concretos com escória do que para aqueles sem adição (SAKAI *et al.*, 1992).

Logo, adotando escória com maiores finuras e prolongando o tempo de cura, o limite do teor de adição também pode ser expandido. Em cimentos contendo altos teores de adição de escória, utilizados em estruturas de concreto armado, é necessário criar medidas, visando reduzir o avanço da carbonatação (LITVAN & MEYER, 1986).

Por tudo isso, o presente capítulo mostra que, apesar de difícil, é possível dosar um concreto com adições, bem como prever seu grau de durabilidade e vida útil, desde que sejam conhecidas as características físicas e químicas de todos os materiais componentes do concreto, principalmente do cimento e das adições minerais. São estas características que influenciarão na instalação e intensidade do mecanismo da carbonatação. Os fatores externos, como temperatura e umidade, também são fundamentais para o desenvolvimento das reações de carbonatação e seu avanço, bem como o cuidado nos procedimentos de execução e cura. Logo, cada concreto, destinado a um uso específico, deverá ser fruto de uma investigação adequada de todos estes parâmetros e de sua conseqüente dosagem, mistura e cura.

CAPÍTULO III

CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND BRANCO

3.1 - Introdução

Atualmente, os projetistas têm estudado formas de adequar as obras ao meio em que estão inseridas, tornando-as mais harmônicas e buscando otimizar os materiais e as técnicas de construção. Além dos aspectos técnicos e estéticos, existem ainda questões ambientais e de sustentabilidade, pois é sabido que a natureza não repõe tudo o que dela é retirado. Um dos principais objetivos dos engenheiros e arquitetos é minimizar o consumo de todos os materiais envolvidos em toda e qualquer obra, não apenas durante a fase de execução, mas também reduzindo a manutenção periódica, para possibilitar às estruturas uma maior durabilidade em sua vida útil. Na busca por um refinamento estético, o concreto de cimento Portland branco, vem ganhando espaço. Seu custo ainda é bastante superior ao do cimento cinza, por utilizar matérias-primas mais nobres em sua composição, além dos cuidados necessários, durante o processo de produção (HAMAD, 1995).

De acordo com Neville (1997), o custo do cimento branco é cerca de três vezes superior ao do cimento cinza. Conforme será apresentado mais adiante, as obras executadas com o concreto branco são verdadeiros monumentos da atualidade. Todas se destacam no cenário urbano, salientando os detalhes arquitetônicos, realçados pela cor branca, lembrando-se que tais obras têm como acabamento final o próprio concreto. Em relação à durabilidade, alguns aspectos, como a escolha dos materiais, a relação a/agl e a dosagem, entre outros, devem ser levados em conta, visto se tratar de um produto de coloração clara, podendo ser facilmente contaminado, o que pode pôr em risco sua integridade estética, ao longo do tempo. Nos concretos de cimento Portland branco, há a necessidade de utilizar grande quantidade de finos, de maneira a obter um bom acabamento, juntamente com características necessárias que garantam a durabilidade da estrutura

(KIRCHHEIM *et al.*, 2004). Além de ser utilizado com o objetivo de proporcionar um concreto ou argamassa de cor branca, este tipo de cimento ainda pode ser utilizado com a adição de pigmentos, possibilitando inúmeras tonalidades de cores, porém, se deve tomar cuidado, pois segundo Aguiar (2006), este tipo de concreto tende a apresentar resistências inferiores às aquelas apresentadas pelos concretos sem pigmentos.

3.2 - Cimento Portland branco

De acordo com a ABNT NBR 12989 (1993), cimento Portland branco é todo o aglomerante hidráulico, constituído de clínquer Portland branco e de uma ou mais formas de sulfato de cálcio e materiais carbonáticos. O consumo do cimento branco no Brasil, de apenas 0,5 kg/hab/ano (SNIC, 2006), ainda é muito pequeno, se comparado ao do cimento cinza, com consumo de 219 kg/hab/ano (SNIC, 2006). O que explica estes números é o custo superior e a falta de pleno conhecimento das características e das vantagens do cimento Portland branco. Adotado normalmente em obras, onde o apelo arquitetônico se sobressai sobre todos os demais fatores, este tipo de cimento é o principal componente do concreto branco, logo, deve assegurar o maior índice de brancura possível, pois este tipo de concreto é utilizado de forma aparente. O cimento Portland branco está dividido em dois tipos: [1] o estrutural, utilizado em concretos arquitetônicos, com as mesmas aplicações do cimento cinza; e [2] o não-estrutural, para uso em rejuntamentos de pedras e cerâmicas (ABCP, 2004).

O cimento Portland branco, além de permitir uma grande variedade de cores, intensificando as qualidades estéticas dos concretos, proporciona melhor qualidade estrutural, devido à sua alta resistência mecânica (CASSAR *et al.*, 2003).

Algumas impurezas presentes na composição do clínquer, como o cromo, o manganês e o ferro, podem promover colorações ligeiramente verdes, verde-azuladas e amarelas, respectivamente (NEVILLE, 1997).

3.2.1 - Características químicas do cimento Portland branco

O cimento Portland branco é fabricado com matérias primas que contém muito pouco óxido de ferro e óxido de manganês, sendo comum o uso de caulim, juntamente com calcário (NEVILLE, 1997).

Segundo Hamad (1995), o teor de óxido de ferro, que dá a coloração cinza ao cimento, não deve ser superior a 0,5% em massa. Para Neville (1997), este teor é inferior a 0,3%. A quantidade total de ferro no clínquer, inferior a 0,5%, é obtida, usando-se argila e rochas carbonatadas sem ferro como matéria-prima, no processo de fabricação do cimento branco (MEHTA e MONTEIRO, 1994). Para a queima do clínquer, é utilizado gás ou óleo, como combustível nos fornos, de maneira a não haver contaminação pela cinza ou pelos resíduos do carvão. No processo de clínquerização, o ferro age como fundente, porém, na sua ausência, são necessárias temperaturas mais altas, atingindo 1650°C, para efetuar esta etapa de produção (NEVILLE, 1997).

De acordo com Silva Filho *et al.* (2004), o cimento branco apresenta maior reatividade que o cimento cinza, pelo fato de possuir maior teor de C_3A . A contaminação com o aço deve ser evitada, durante a moagem, de modo que, ao invés da utilização das bolas de moinho comuns, utiliza-se o seixo ou as bolas de liga de níquel e molibdênio, mais caras que as comuns, em moinhos revestidos de pedra ou cerâmica. Todos estes procedimentos citados garantem uma brancura maior que 78%. Dependendo dos teores de cromo, manganês e ferro, este tipo de cimento pode apresentar ligeira coloração verde, verde azulada e amarela, respectivamente. A finura e a proporção dos quatro principais compostos do cimento Portland branco irão determinar suas propriedades físicas e químicas. Estes componentes são: silicato tricálcico (C_3S), silicato dicálcico (C_2S), aluminato tricálcico (C_3A) e ferroaluminato tetracálcico (C_4AF), conforme apresentados na tabela 3.1. Juntos, correspondem a 90% em massa da constituição do cimento Portland (HAMAD, 1995). Segundo Neville (1997), os teores de C_3S e C_2S podem variar muito.

Tabela 3.1 - Composição típica de cimentos Portland brancos - Fonte: Neville (1997)

Composto	Teor (%)
C ₃ S	51,0
C ₂ S	26,0
C ₃ A	11,0
C ₄ AF	1,0
SO ₃	2,6
Álcalis	0,26

A redução de Fe₂O₃ provoca um aumento na relação Al₂O₃/ Fe₂O₃ que, por sua vez, resulta em um cimento com maior teor de C₃A, geralmente em torno de 10%, o que provoca uma maior resistência a cloretos. A reação do C₃A com a água é imediata, havendo a formação de compostos cristalinos e a liberação de grande quantidade de calor de hidratação (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Segundo Neville (1997), o comportamento de um cimento é caracterizado pela hidratação do C₃S e do C₂S. O C₃S reage rapidamente com a água, desprendendo grande quantidade de calor e contribuindo para a resistência nas primeiras idades.

Kirchheim (2003), comparando um concreto de referência, produzido com CP V-ARI, com concretos de cimento Portland branco de diferentes fabricantes, constatou que o cimento branco, de maneira geral, apresentou menor tempo de pega que o cimento cinza. Devido ao fato do C₃S estar presente em maior porcentagem, na composição do cimento, e por contribuir significativamente na resistência da pasta hidratada, é o componente mais importante do cimento branco (SALVASTANO JÚNIOR, 1992 *apud* KIRCHHEIM, 2003).

Hamad (1995) realizou uma pesquisa com argamassas, produzidas com cimento Portland cinza tipo I (ASTM C150) e branco, com o objetivo de comparar características físicas e químicas dos dois tipos de cimento. Os principais compostos dos cimentos Portland branco e cinza, e seus respectivos teores, estão apresentados na tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Principais compostos dos cimentos Portland branco e cinza - Fonte: Hamad (1995)

Nome do composto	Composição em óxidos	% em massa	
		cinza	branco
Silicato tricálcico	$3\text{CaO}.\text{SiO}_2$	52,2	48,5
Silicato dicálcico	$2\text{CaO}.\text{SiO}_2$	18,8	30,5
Aluminato tricálcico	$3\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3$	10,8	13,4
Ferroaluminato tetracálcico	$4\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3.\text{Fe}_2\text{O}_3$	9,1	0,8

Os silicatos dicálcico e tricálcico são os maiores responsáveis pelo desenvolvimento da resistência do cimento Portland. Pela Tabela 3.2, observa-se que o total de silicatos é de 71% para o cimento cinza e de 79% para o cimento branco. O teor de C_2S é maior no cimento branco e, como este silicato reage mais lentamente, este tipo de cimento apresentará resistência maior, em idades mais avançadas.

Silicatos de cálcio hidratado e hidróxido de cálcio são formados na hidratação de ambos os silicatos, C_3S e C_2S . Cálculos estequiométricos mostram que, utilizando uma relação a/agl ideal, a hidratação do C_3S pode produzir 61% de silicato de cálcio hidratado e 39% de hidróxido de cálcio; e a hidratação do C_2S pode produzir 82% de silicato de cálcio hidratado e 18% de hidróxido de cálcio. Então, é esperado que a resistência à compressão final, de um cimento Portland com alto teor de C_2S , seja maior que aquela de um cimento com alto teor de C_3S , pois o primeiro produz mais silicato de cálcio hidratado e menos hidróxido de cálcio. A porcentagem de C_4AF é de 9,1% no cimento cinza, enquanto que, no cimento branco, é de 0,8%. Este composto é comparativamente inativo e contribui muito pouco para a resistência ou o calor de hidratação do cimento (HAMAD, 1995).

3.2.2 - Características físicas do cimento Portland branco

Dentre as características físicas do cimento Portland branco, sem dúvida uma das mais importantes é sua finura, devido ao fato de o produto ter que garantir a brancura do concreto, efeito obtido através da pasta que envolverá os agregados. Nero e Nunes (2000) destacam que, devido ao fato do concreto branco ser usado como elemento estético, não recebendo nenhuma camada de acabamento sobre sua superfície, alguns cuidados devem ser adotados, de maneira que o concreto moldado com o cimento Portland branco atinja um nível satisfatório de qualidade. A massa específica deste cimento é um pouco menor que a do cimento Portland comum, ficando geralmente entre 3,05 e 3,10 g/cm³. O brilho da cor aumenta, na proporção em que se aumenta a finura do cimento. No caso do cimento branco, a moagem é efetuada até que se atinja um valor entre 400 e 500 m²/kg (NEVILLE, 1997). Por outro lado, quanto mais finas as partículas de cimento, maior a demanda de água, para se obter a trabalhabilidade desejada nos concretos, o que pode resultar em perda de resistência, através do aumento da porosidade (PASSUELO, 2004).

3.2.3 - Características mecânicas do cimento Portland branco

Uma consequência das características químicas e físicas do cimento Portland branco é o ganho de resistência, nos primeiros dias, devido principalmente ao alto teor de C₃A e à sua finura. Com o uso do cimento Portland branco, o concreto resultante não apenas se torna um expressivo material, com um amplo alcance de tonalidade de cores, que intensificam suas qualidades estéticas, mas também possibilita um ganho marcante em suas qualidades estruturais, devido à sua alta resistência mecânica (CASSAR *et al.*, 2003).

Barbosa *et al.* (2005), comparando cimento cinza CP II Z 32 RS e branco CPB 40, obtiveram uma resistência à compressão, aos três dias, em torno de 25% maior com o cimento branco do que com o cimento cinza.

De acordo com Nielsen (2004), o menor teor de ferro, apresentado na composição química do cimento Portland branco, pode resultar em um maior volume relativo dos compostos hidratados e, conseqüentemente, ser obtida menor porosidade capilar, resultando em maior resistência e menor permeabilidade da pasta.

Rizzon (2006), comparando concretos produzidos com os cimentos Portland cinza CP IV e CP V e o cimento Portland branco, obteve para a relação a/agl 0,5, aos 28 dias, resistência à compressão superior para o CPB, em relação aos demais.

3.3 - Concreto de cimento Portland branco

É comum observar na grande maioria das obras correntes que o concreto armado tem apenas a função estrutural. O fechamento dos vãos entre os pilares pode ser preenchido com alvenaria, vidro ou outro elemento que desempenhará a função de vedação. Não obstante, nos casos citados acima, o concreto pode não contribuir nos aspectos arquitetônicos, pois é revestido por uma camada de argamassa e pela pintura. Logicamente, estes elementos do revestimento promoverão uma proteção extra à armadura, no interior do concreto, prolongando sua vida útil. Com o uso do concreto branco, a própria estrutura também desempenhará a função arquitetônica, pois é utilizado de forma aparente. Ou seja, o acabamento final é obtido com o próprio concreto simplesmente desmoldado. Concretos ditos convencionais, produzidos com cimento cinza, tendem a inibir a capacidade de criação arquitetônica, quando utilizados aparentemente, pois apresentam cores frias e sem vida, trazendo melancolia ao cenário urbano.

Nos últimos anos, o uso de pigmentos em concretos e argamassas tem se tornado mais freqüente, pois é agregado um diferencial estético ao produto final. Porém, este tipo de produto não garante a constância de tonalidade, uma vez que, de acordo com seu teor e com a maneira com que reagirá com o cimento e agregados, pode haver alterações de cor, possibilitando a perda de algumas questões de cunho estético. Devido a isso, o cimento Portland branco vem sendo utilizado mais comumente. Seu consumo ainda é pequeno, mas devido ao

surgimento de obras executadas com este tipo de concreto, este material vem ganhando a simpatia dos projetistas.

Diferente dos concretos convencionais produzidos com cimento cinza, o concreto branco necessita de cuidados especiais, no que diz respeito à escolha dos agregados, principalmente da areia, pois a argamassa determinará a brancura do mesmo. Produzir concretos cromáticos, mantendo a durabilidade e o desempenho mecânico, apresentado pelos concretos convencionais, não é uma tarefa tão simples e necessita de processos de fabricação, bem como de controles de qualidade diferenciados (PASSUELO, 2004).

Silva Filho *et al.* (2001), em seu estudo de desenvolvimento do concreto branco do Museu Iberê Camargo, optaram por utilizar, como agregado graúdo, exclusivamente a rocha calcária e, como agregado miúdo, a mesma rocha britada. Ainda para garantir a cor branca, foi adotado o filler calcário como adição, o que resultou em um teor total de finos (cimento, adições, filler e material pulverulento do agregado miúdo) em torno de 800 kg/m³. Pode ser utilizado como agregado graúdo outro tipo de rocha britada, como o granito ou o basalto, desde que se adote um teor de argamassa maior que 53%. Isto se dá, devido ao fato de o agregado graúdo permanecer no interior do concreto, não influenciando diretamente sua coloração final. Atualmente, a Espanha é o país que mais concentra obras em concreto branco, devido ao trabalho do arquiteto Santiago Calatrava, responsável pelo projeto de diversos monumentos e edifícios, principalmente na Cidade das Artes e das Ciências, Valência.

3.3.1 - Exemplos de utilização de concreto de cimento Portland branco

Na atualidade, existe uma tendência para a maior utilização do concreto branco, podendo ser citadas algumas obras especiais, já conhecidas, como o *RSA Tower Office Building*, no Alabama (figura 3.1); o Aeroporto de Dulles, em Chicago (figura 3.2); a Catedral da Arquidiocese de Los Angeles (figura 3.3), todas nos Estados Unidos; a Torre do Tombo, em Lisboa, Portugal (figura 3.4); além de algumas obras no Brasil, como o Museu Iberê Camargo, em Porto Alegre-RS (figura

3.5); o Edifício Flextronics, em Sorocaba-SP (figura 3.6); e o Panamerica Park, em São Paulo-SP (figura 3.7); obras esteticamente em harmonia com o meio.

Entre os maiores expoentes de divulgação do concreto branco, está o arquiteto português Álvaro Siza, cujas obras estão espalhadas por vários lugares no mundo, sendo o Museu Iberê Camargo, seu primeiro trabalho na América Latina.



Figura 3.1: RSA Tower Montgomery, Alabama, EUA - Fonte: <http://www.castonecorp.com/portfolio.html>

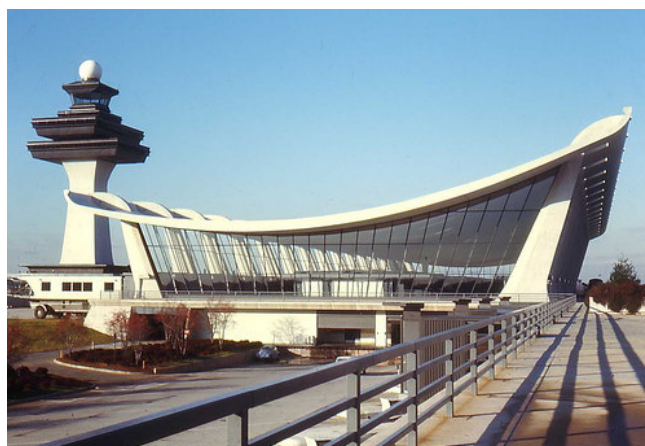


Figura 3.2: Aeroporto de Dulles, Chicago, EUA - Fonte: http://www.greatbuildings.com/buildings/Dulles_Airport.html



Figura 3.3: Arquidiocese de Los Angeles, Califórnia, EUA - Fonte: http://veja.abril.com.br/180902/p_067.html



Figura 3.4: Torre do Tombo, Lisboa, Portugal - Fonte: <http://www.aatt.org>



Figura 3.5: Museu Iberê Camargo, Porto Alegre, Brasil - Fonte: <http://www.direitovirtual.com.br/educacao.php?id=13>



Figura 3.6: Edifício Flextronics, Sorocaba, Brasil - Fonte:
<http://www.arcoweb.com.br/arquitetura/arquitetura323a.asp>



Figura 3.7: Panamerica Park, São Paulo, Brasil - Fonte:
http://www.hochtief.com.br/escritorios_panamerica.asp#

CAPÍTULO IV

ESCÓRIA DE ALTO FORNO E ATIVADORES QUÍMICOS

4.1 - Introdução

Conforme visto em capítulos anteriores, é cada vez maior o uso de materiais alternativos, geralmente resíduos de outras atividades industriais, em substituição ao cimento Portland. O uso da escória de alto forno, subproduto da indústria siderúrgica, promove ganhos técnicos ao concreto fresco, tais como, maior mobilidade e coesão, conferindo assim, uma melhor trabalhabilidade. Além disto, apresenta vantagens ambientais, pois, além do aproveitamento de um material considerado resíduo, ainda apresenta a vantagem da menor energia investida no seu processo de moagem, que fica em torno de 25% da energia necessária para produzir o clínquer de cimento Portland. Os valores de resistência à compressão, de concretos com este tipo de adição, são menores em idades iniciais, se comparados aos do concreto com cimento Portland comum, devido às reações pozolânicas e de hidratação iniciarem em idades mais avançadas. No entanto, isto pode ser contornado com os ativadores químicos, produtos à base de álcalis e sulfatos, que possuem propriedades de acelerar as reações de hidratação e pozolânicas da escória, promovendo um ganho de resistência nas primeiras idades, aos concretos com este tipo de adição.

4.2 - Escória de alto forno

A escória de alto forno é um resíduo do processo de produção do ferro gusa e é uma das principais adições minerais utilizadas nos cimentos e concretos, devido a sua capacidade hidráulica (RESCHKE, 2003). O controle de produção, durante o processo, assegura baixa variabilidade para o ferro gusa e, conseqüentemente, para

a escória, pois são produzidos simultaneamente (NEVILLE, 1997). Isto é interessante, do ponto de vista de dosagem, execução e durabilidade de cimentos e concretos que contém este tipo de adição. Vários pesquisadores relatam que a principal vantagem do uso da escória está relacionada a questões técnicas, em detrimento das questões financeiras e ambientais. Em torno de 35 milhões de toneladas de ferro gusa foram produzidos no Brasil, em 2007 (IBS, 2008). Considerando-se que, cada tonelada de ferro gusa gera, em média, 300 kg de escória (NEVILLE, 1997), são obtidas 10,5 milhões de toneladas de escória de alto forno, anualmente. Por questões de custo, o consumo dos diferentes tipos de cimento, no Brasil, é regionalizado, estando presente em determinada região aquele tipo de cimento cuja adição seja uma característica local. Existe comercialmente, no mercado, o cimento Portland do tipo CP III, chamado de cimento Portland de alto forno, que pode apresentar um teor de escória, em substituição ao clínquer de cimento Portland entre 35% e 70%, conforme prevê a norma NBR 5735 (1991). O processo de produção do cimento de alto forno consiste em misturar a escória seca ao clínquer e ao gesso em moinho de bolas.

Nos EUA, este cimento é chamado de tipo *IS - ASTM 595-79*; na Alemanha, tem o nome de *Eisenportland* (contendo até 35% de escória) e *Hochofen* (com 36 a 85% de escória); na França, é chamado de *Ciment Metalurgique Mixte* (50% de escória) ou *Ciment a Haut Fourneau* (65 a 75% de escória). Segundo Hogan *et al.* (2001), a escória de alto forno é utilizada em teores de substituição ao cimento Portland entre 30% e 65% e, no teor de 50%, resulta numa redução de 500 kg de dióxido de carbono para cada tonelada de cimento Portland produzida.

4.2.1 - Processo de obtenção da escória de alto forno

Quimicamente, a escória de alto forno apresenta, em sua composição, os mesmos óxidos que compõem o cimento: cal, sílica e alumina, só que em proporções diferentes (NEVILLE, 1997). A escória de alto forno é um produto não-metálico, constituído essencialmente de silicatos e alumino silicatos de cálcio. É um resíduo do processo de produção do ferro gusa, obtido pela atividade de redução de minério de ferro em íon metálico, nos altos fornos, através da queima do carvão,

produzindo uma combinação entre a sílica e a alumina, constituintes do ferro com cal (usada como fundente) e magnésio. Esta combinação forma uma escória fundida, que sai do forno, a uma temperatura em torno de 1.500 °C, e que, se resfriada rapidamente, solidifica-se como um vidro, de modo a evitar quase completamente a cristalização, para poder ser usada em cimento de alto forno (NEVILLE, 1997).

O princípio de funcionamento do alto forno está no fato de que a sílica e outras impurezas são mais leves que o ferro fundido, conhecido por ferro gusa. O coque, juntamente com a pedra calcária e o minério de ferro (óxido de ferro), é colocado no topo do forno. O ar que permite a combustão do combustível, em seu interior, entra pela base do mesmo, reduzindo o óxido a metal que, por ser mais denso, fica acumulado na parte inferior do forno, conforme mostrado na figura 4.1.

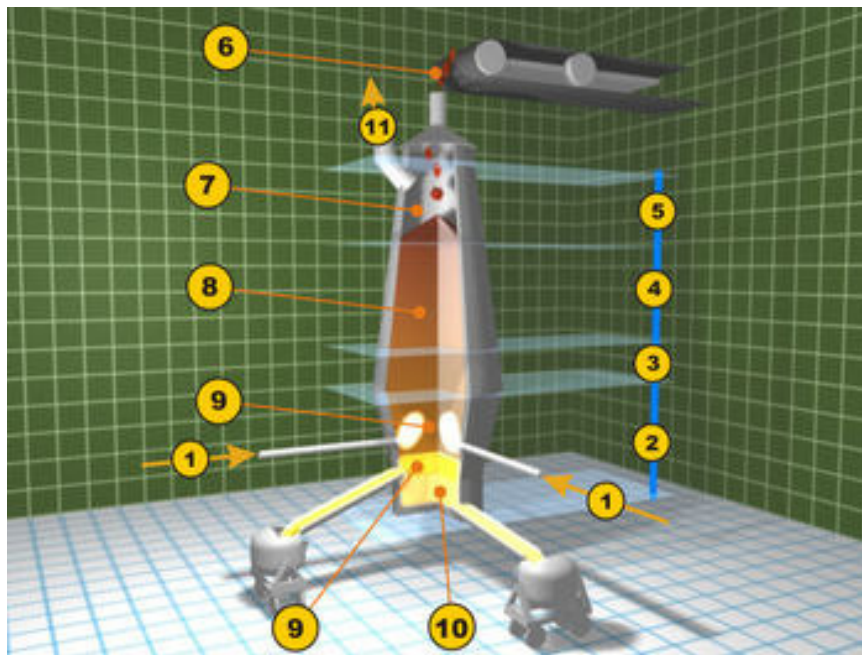


Figura 4.1 - Esquema de funcionamento do alto forno. (1) fornalha Cowper; (2) zona de derretimento; (3) zona de redução de óxido ferroso; (4) zona de redução de óxido férrico; (5) zona de pré-aquecimento; (6) alimentação do coque siderúrgico, pedra calcária e minério de ferro; (7) escapamento de gases; (8) coluna de minério, coque e pedra calcária; (9) remoção da escória; (10) ferro gusa e (11) chaminé para escoamento dos gases liberados. Fonte: Wikipédia (2002)

4.2.2 - Características físicas da escória de alto forno

O clínquer de cimento Portland pode ser produzido da maneira usual ou ser fabricado a partir da mistura da escória com o calcário, que é, então, queimada em um forno rotativo. O clínquer resultante é misturado com as devidas quantidades de escória granulada seca e com o gesso, para controlar a pega, sendo posteriormente levados para o moinho, onde será efetuada a moagem. Estes elementos podem também ser moídos separadamente, para depois serem misturados. Quando os dois materiais são moídos juntos, o material mais macio sofre maior moagem e, conseqüentemente, apresenta maior finura, o que normalmente ocorre com o clínquer. Com teor de escória entre 50% e 60%, a resistência inicial é determinada pela finura do clínquer, sendo que as resistências com idades maiores dependem da fração da escória.

Em cimentos com maiores teores de escória, a finura desta é de fundamental importância para todas as idades. Geralmente, a finura da escória fica em torno de 350 m²/kg. Quanto maior a finura, maior será o desenvolvimento da resistência, nas primeiras idades, e menor a exsudação no concreto com adição de escória de alto forno. A escória granulada, quando moída de 400 a 500 m²/Kg de finura Blaine, desenvolve propriedades cimentantes satisfatórias (MEHTA e MONTEIRO, 1994). Para Neville (1997), os efeitos benéficos da escória de alto forno estão no refinamento da estrutura dos poros, promovendo uma pasta mais densa, com mais poros preenchidos por silicatos de cálcio hidratados do que no cimento Portland sem adições. Gao *et al.* (2004), comparando a influência da escória de alto forno, na zona de transição pasta-agregado, concluíram que, quando esta é utilizada num teor de 40% e com uma finura de 425 m²/kg, a zona enfraquecida entre a pasta e o agregado quase desaparece. Entretanto, ao se aumentar a finura para 600 m²/kg e reduzir o teor para 20%, em substituição ao cimento Portland, esta zona fraca desaparece por completo, reforçando a matriz da pasta.

A retração por secagem dos concretos, contendo escória de alto forno, é aproximadamente 3% maior que em concretos sem adição e, quando corrigido para um teor de pasta constante, este valor cai para 1,5% (HOOTON *et al.*, 2004). Segundo Melo Neto *et al.* (2008), devido ao refinamento dos poros, nas argamassas

de cimento Portland, com escória ativadas quimicamente, a retração autógena é responsável por uma parcela significativa da retração total.

A escória de alto forno de alta finura, com superfície específica Blaine acima de 1100 m²/kg, melhora o desenvolvimento da resistência, nas primeiras idades, e reduz o grau de carbonatação (LI *et al.*, 1998).

Segundo You *et al.* (2006), a fluidez em cimentos com escória de alto forno é maior, à medida que o teor de adição é aumentado, e diminui, quando o teor de cimento Portland normal aumenta.

4.2.3 - Características químicas da escória de alto forno

A composição química da escória pode variar amplamente, dependendo da natureza do minério, da composição do fluxo de calcário, do consumo de coque e do tipo de ferro a ser produzido. Estas variações afetam significativamente o teor dos quatro principais componentes da escória: cal, sílica, alumina e magnésio, bem como as quantidades de outros componentes como o enxofre e os óxidos de manganês e de ferro. A tabela 4.1 apresenta a composição química da escória de alto forno e do cimento Portland.

Tabela 4.1 - Composição química da escória de alto forno x cimento Portland - Fonte: Lea (1998)

Composição química	Cimento Portland (%)	Escória de alto forno (%)
SiO ₂	19,4	37,4
Al ₂ O ₃	4,8	10,9
Fe ₂ O ₃	3,6	0,6
CaO	63,7	35,9
MgO	1,9	8,1
SO ₃	2,7	2,1
Na ₂ O	0,2	0,4
K ₂ O	0,8	1,2
Perda ao fogo	2,4	-

Em geral, o teor de cal pode estar na ordem de 30-50%; o de sílica entre 28-38%; o de alumina na faixa de 8-24%; o de magnésio 1-18%; o de enxofre 1-2,5%; e o de óxidos de manganês e de ferro, em torno de 1-3%. Uma escória com estas proporções, exceto pelo menor teor de cal, tem composição similar à do cimento Portland. Se misturada com a quantidade necessária de cal, esta composição pode levar àquela exigida, para uma mistura de matérias-primas que compõem o cimento Portland de alto forno. A escória tem propriedades cimentícias e produz o silicato de cálcio hidratado. Suas reações são mais lentas que as do cimento Portland, liberando menor calor de hidratação. A mistura de cimento Portland e da escória de alto forno contém mais sílica que o cimento Portland comum, e o resultado de sua hidratação é uma maior quantidade de C-S-H, com uma microestrutura da pasta de cimento hidratada densa. No entanto, a hidratação inicial da escória de alto forno é lenta, uma vez que depende da decomposição da fase vítrea pelos íons hidroxila, liberados durante a hidratação do cimento Portland. Com isto, ocorre uma reação da escória de alto forno com o hidróxido de cálcio, de maneira análoga às reações pozolânicas (NEVILLE, 1997). Logo, a resistência à compressão de concretos que contém escória é mais baixa, nas primeiras idades, muito embora, em idades mais avançadas, devido ao refinamento dos poros e da maior compacidade da pasta, que confere uma estrutura mais densa, a adição de escória melhora a resistência à compressão, além de otimizar outras características mecânicas e de durabilidade dos concretos.

Logicamente, uma maior resistência à compressão será função das características físicas e químicas da escória e do cimento, do relação a/agl e das condições de cura. A presença de escória de alto forno melhora a trabalhabilidade e torna a mistura mais móvel, porém coesiva (NEVILLE, 1997). Dependendo do volume de adição e da relação a/agl , o cimento com escória de alto forno apresenta um maior tempo de pega.

Devido à baixa reatividade hidráulica da escória de alto forno, o cimento com este tipo de adição apresenta um baixo desenvolvimento da resistência inicial, quando comparado com o cimento Portland normal (YOU *et al.*, 2006). A escória é caracterizada como básica, quando a relação CaO/SiO_2 é superior a 1. Do contrário, a escória é ácida (MELO *et al.*, 2002).

Em geral, para uma mesma relação água/aglomerante e consistência, os cimentos de escória apresentam maiores deformações, devido à retração por

secagem, do que os concretos de cimento Portland ou os concretos de cimento Portland incorporados com várias quantidades de escória (MELO *et al.*, 2002).

4.3 - Ativadores químicos

Algumas adições minerais, quando incorporadas aos concretos, devido à sua baixa reatividade, promovem um atraso nas reações pozolânicas e de hidratação e, com isso, o desenvolvimento de maiores resistências se dá em idades mais avançadas. Uma das opções, para acelerar estas reações, é utilizar adições mais reativas, obtidas através do uso de adições com maior finura, porém, isto envolve um custo mais elevado, além do maior consumo de energia na moagem. Com o objetivo de contornar esta situação, são utilizados os ativadores químicos, produtos à base de sulfatos e álcalis, que possuem a capacidade de acelerar as reações pozolânicas e de hidratação das adições, promovendo um ganho de resistência, nas idades iniciais, além da redução do tempo de pega.

Shi e Day (2000-I), estudando pastas de cimento com adição de pozolana de origem vulcânica, concluíram que aquelas que continham ativador de Na_2SO_4 (sulfato de sódio) apresentaram maior desenvolvimento de resistência, nas primeiras idades, devido à aceleração das reações pozolânicas, comprovada pelo consumo mais rápido de CH, no estágio inicial de reação.

Arjunan *et al.* (2001), comparando pastas de cimento, com e sem adição de cinza volante de baixo teor de cálcio com diferentes finuras, e utilizando vários tipos de ativadores químicos, concluíram que aqueles à base de carbonato de sódio apresentaram muito pouca ativação. Enquanto misturas ternárias de hidróxido de sódio, carbonato de sódio e hidróxido de cálcio apresentaram aumento na resistência à compressão. O mesmo estudo mostrou que misturas binárias de hidróxido de cálcio e hidróxido de sódio, em altas concentrações, provocaram reduzida resistência inicial. Entre os ativadores citados anteriormente, apenas o hidróxido de sódio, em baixa concentração, superou o desempenho da pasta de referência.

De acordo com Sperb (2003), o uso de ativadores químicos em misturas com adições minerais provoca a aceleração das reações pozolânicas e, em

conseqüência disto, obtém-se uma redução na permeabilidade da pasta, dificultando a difusão do CO_2 da atmosfera para o interior do concreto. Porém, há um aumento no consumo de CH, o que implica na redução da reserva alcalina do concreto, permitindo o avanço da carbonatação com maior facilidade. Por outro lado, a utilização de ativadores a base de álcalis resulta em aumento no pH da solução dos poros, trazendo efeitos benéficos para a resistência à carbonatação da mistura. Ativadores à base de álcalis promovem um alto pH na solução da pasta, porém, estes atuam como catalisadores, ao invés de reagentes, durante a hidratação dos cimentos de escória álcali-ativada (SHI, 2003).

Entre os ativadores químicos mais comuns, estão o hidróxido de sódio, também conhecido popularmente como soda cáustica (NaOH), o sulfato de sódio (Na_2SO_4), o carbonato de sódio (Na_2CO_3), o carbonato de potássio (K_2CO_3), o hidróxido de potássio (KOH) e o sulfato de potássio (K_2SO_4).

Assim, além da utilização das adições minerais e de aditivos químicos que, como visto anteriormente, promovem melhorias técnicas, econômicas e ambientais à construção civil e ao meio ambiente, de uma forma geral, ainda existem outros produtos que podem ser utilizados com o objetivo de otimizar o desempenho dos componentes aglomerantes do concreto.

4.3.1 - Ativadores químicos e a escória de alto forno

Quando a escória de alto forno entra em contato com a água, é formada, na superfície de suas partículas, uma camada impermeável de alumino silicatos, que impede o início das reações de hidratação. Entretanto, em uma solução alcalina, os radicais OH^- na solução quebram as ligações alumino silicato da camada impermeável, formada na escória, e ocorre a dissolução das partículas da escória, dando início às reações de hidratação da escória de alto forno (YOU *et al.*, 2006). Os íons com maior força iônica, formados durante a dissociação do composto álcali-metal, promoverão a desintegração da escória e a hidratação dos íons, que passarão a fazer parte da estrutura da pasta, promovendo ao cimento um rápido endurecimento e um ganho de resistência inicial (XIONG *et al.*, 2004). Os silicatos dissolvidos e os íons alumínio reagem com íons cálcio, água e radicais OH^- , para

formar os silicatos e aluminatos de cálcio hidratados C-S-H e C-A-H, respectivamente.

Quando a escória de alto forno é utilizada como substituta parcial ao cimento Portland, antes de ocorrerem as reações de hidratação da escória, ocorrem as reações de hidratação do cimento, com a conseqüente formação de CH, além do aumento do pH da solução e da quebra na ligação alumínio silicato, com a dissolução das partículas da escória. Isto explica o fato das reações pozolânicas promoverem um desenvolvimento de resistência, em idades mais avançadas. Com o uso de ativadores químicos a base de álcalis, ocorre uma aceleração destas reações, devido ao fato de a alcalinidade ser aumentada pelo próprio ativador. Ou seja, a dissolução das partículas de escória ocorre, em idades menores. A ativação da escória consiste na aceleração do processo de dissolução da escória de alto forno, seguida pela precipitação dos produtos hidratados (JOHN, 1995).

Segundo pesquisa de You *et al.* (2006), o uso do ativador químico do tipo Na_2SO_4 melhorou a reatividade hidráulica da escória, com baixa geração de calor de hidratação. O autor também cita que, devido ao fato do Na_2SO_4 ser utilizado como agente endotérmico, o mesmo absorveu parte do calor liberado, a partir da reação de hidratação da escória. Xiong *et al.* (2004) pesquisaram concretos de escória ativada, com ativador à base de álcalis, e constataram excelente desempenho mecânico e alta durabilidade, apresentando características de impermeabilidade, com baixo custo de energia e sem emissão de CO_2 , durante sua produção.

Para You *et al.* (2006), em relação à melhora na resistência inicial do cimento com escória de alto forno, mais importante que a ação do ativador químico Na_2SO_4 , é a finura da escória e o teor de cimento Portland.

Sperb (2003) verificou maior profundidade média carbonatada, na maioria das misturas, usando ativador químico, o que pode ser explicado pela aceleração das reações pozolânicas e pelo conseqüente consumo de CH, causado pelos ativadores.

Obviamente, quando algum material vem a ser adicionado ao cimento, suas características físicas e químicas devem ser avaliadas, bem como os efeitos a serem obtidos. Taylor (1997) *apud* Melo Neto *et al.* (2002) têm estudado os efeitos da retração por secagem e a perda de resistência em cimentos de escória ativada, uma mistura de escória de alto forno com ativador químico à base de hidróxido de sódio ou de silicato de sódio. Cincotto *et al.* (2003) estudaram a retração autógena, em argamassas de cimento de escória ativada, e compararam com cimento de alta

resistência inicial, no qual foi constatada maior retração, em todos os tipos de cimentos com ativadores. Isto é um fator limitante do teor de ativador químico a ser adotado, pois o concreto que apresenta alta retração está mais suscetível a sofrer a ação de agentes agressivos.

Al-Otaibi (2008) comparou concreto de referência com misturas com 60% de escória e misturas utilizando como aglomerante apenas a escória ativada quimicamente com Na_2O nos teores de 4% e 6%, todas com a mesma relação a/agl 0,48. Após um ano de idade, os resultados obtidos mostraram que a profundidade de carbonatação atingida pelo concreto de referência foi de 4,5 mm, e para aquele com 60% de escória foi de 10,0 mm. Entre as misturas com escória ativada quimicamente, aquela com 6% de Na_2O atingiu profundidade de 12,0 mm, enquanto aquela com 4% de ativador atingiu profundidade de 15,0 mm.

De acordo com Bakharev *et al.* (2001), o parâmetro decisivo para a qualidade do concreto é a permeabilidade que, para um dado ambiente, depende da estrutura dos poros. Quando o concreto com adição de escória e ativador químico é exposto ao CO_2 , o C-S-H reage, produzindo carbonato de cálcio, C-S-H descalcificado e gel alumino silicato. Como o teor de cálcio no concreto com escória é baixo, a formação de CaCO_3 é menor, e cada molécula deste composto possui volume 11,8% maior que o volume da molécula de hidróxido de cálcio (Bertos *et al.*, 2004). Como resultado da reação de carbonatação, a porosidade da matriz pode aumentar. Isto aumenta a difusividade do concreto e o acesso do CO_2 para seu interior, logo, a frente de carbonatação pode avançar de maneira mais rápida para o interior do concreto. Deste modo, concretos com adição de escória de alto forno e ativador químico, estão mais vulneráveis à carbonatação, que aqueles produzidos com cimento Portland comum.

CAPÍTULO V

INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL

5.1 - Introdução

Toda a pesquisa está apoiada em fundamentos teóricos, comprovados com resultados práticos, obtidos ao longo dos anos, que enriquecem cada vez mais o universo de informações sobre um determinado assunto. Dos capítulos I a IV, foi mostrado um apanhado de vários trabalhos, realizados a respeito dos temas estudados, e que serviram de base, para a organização e realização da etapa descrita, neste capítulo. A investigação experimental tem como objetivo reproduzir em laboratório, e da forma mais fiel possível, as condições ambientais (temperatura, umidade e concentração de gases) de exposição, bem como as características de execução de estruturas de concreto armado, que irão influenciar diretamente na durabilidade das mesmas. Seguindo este pensamento, todos os materiais e procedimentos escolhidos seguiram normas e padrões adotados por vários pesquisadores, de maneira a haver coerência nos resultados obtidos.

Nesta etapa da pesquisa, foram realizados os ensaios necessários, para a análise da influência da adição de escória de alto forno e de ativador químico, em diferentes misturas, aos cimentos Portland branco e cinza, em relação à porosidade, à resistência à compressão axial, à absorção capilar e à carbonatação. Para o concreto branco, foram produzidas quatro famílias de misturas: a de referência, aquela com 50% de escória, a com 70% de escória e a com 50% de escória com ativador químico (Na_2SO_4 , no teor de 4%). Já para o concreto cinza, foram produzidas três famílias de misturas: a de referência, a com 50% de escória e a com 50% de escória com ativador químico (Na_2SO_4 , no teor de 4%). Para todas as sete famílias de misturas, foram adotadas as relações a/agl 0,30, 0,42 e 0,55. Em ambos os casos, o concreto de referência tinha apenas cimento Portland branco ou cinza como aglomerante e, nos casos em que havia adição, os teores citados correspondem à substituição em massa desta pelo cimento.

5.2 - Materiais utilizados

Todos os materiais utilizados, no concreto de cimento Portland branco, foram aqueles normalmente usados pelo LMCC. Esse procedimento foi adotado, no intuito de reduzir custos, uma vez que os resultados foram comparados entre si, e que o objetivo do trabalho foi avaliar as características mecânicas e de durabilidade dos concretos, com e sem adição de escória. Entretanto, foram moldados CP's de pasta de cimento, com os teores de escória adotados, nas três relações a/agl (0,30, 0,42 e 0,55), e, através de ensaio específico, foi constatada muito pouca alteração da coloração, em função da adição de escória.

5.3 - Caracterização dos materiais

As características físicas e químicas dos materiais empregados, à exceção dos cimentos Portland branco e cinza, que foram realizadas na ABCP, foram determinadas no LMCC.

5.3.1 - Cimento Portland branco

O cimento Portland branco, que está em conformidade com a norma NBR 12989 (1993), foi fornecido pela empresa Votorantim Cimentos. Seu nome comercial é CPB 40, cimento Portland branco, de classe estrutural 40 MPa. Suas características físicas e mecânicas estão apresentadas na tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Características físicas e mecânicas do cimento Portland branco

Cimento CPB 40	
Resistência a compressão (MPa) - 3 dias	25,66
Resistência a compressão (MPa) - 7 dias	29,45
Resistência a compressão (MPa) - 28 dias	42,90
Finura # 0,075 mm (%)	0,29
Perda ao fogo (%)	11,60
Superfície específica Blaine (cm ² /g)	5070
Massa específica (kg/m ³)	2,97
Início de pega (min.)	100

5.3.2 - Cimento Portland CP V ARI

Previsto na NBR 5733 (1991), foi adotado, para esta pesquisa, o cimento CP V ARI, o qual foi adquirido junto à empresa Camargo Corrêa. Suas características físicas e mecânicas estão apresentadas na tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Características físicas e mecânicas do cimento Portland CP V ARI

Cimento CP V ARI	
Resistência a compressão (MPa) - 3 dias	32,90
Resistência a compressão (MPa) - 7 dias	39,90
Resistência a compressão (MPa) - 28 dias	50,90
Finura # 0,075 mm	0,13
Perda ao fogo (%)	2,09
Superfície específica Blaine (cm ² /g)	4490
Massa específica (kg/m ³)	3,11
Início de pega (min.)	125

5.3.3 - Escória de alto forno

A escória utilizada, nesta pesquisa, é procedente de indústria siderúrgica e foi obtida junto à empresa Mizu. Na tabela 5.3, estão apresentadas as características físicas da adição.

Tabela 5.3 - Características físicas da escória de alto forno

Escória de alto forno	
Massa específica (kg/dm ³)	2,92
Superfície específica Blaine (cm ² /g)	4090

5.3.4 - Características químicas dos aglomerantes

A composição química dos aglomerantes está apresentada na tabela 5.4.

Tabela 5.4 - Composição química dos aglomerantes

Composição química	Teor em massa (%)		
	CPB	CPV ARI	EAF
SiO₂	17,95	19,34	33,84
Al₂O₃	2,98	4,55	10,35
Fe₂O₃	0,21	2,77	0,67
CaO	59,40	62,43	44,50
MgO	2,87	2,61	7,99
SO₃	3,09	2,89	-
S	-	-	0,83
Na₂O	0,43	0,09	0,20
K₂O	0,36	0,74	0,40
Perda ao fogo	11,60	3,17	0,00
RI	1,37	-	0,23

5.3.5 - Agregados

Foi utilizado, como agregado graúdo, pedra britada de rocha diabásica, proveniente da cidade de Itaara - RS, lavada e peneirada, sendo utilizada a fração passante na peneira # 19 mm e retida na peneira # 6,3 mm. Como agregado miúdo, foi adotada a areia natural quartzosa da cidade de Santa Maria - RS, lavada e peneirada na peneira # 6,3 mm. A caracterização dos agregados foi realizada no LMCC. Na tabela 5.5, estão apresentadas as características físicas dos agregados e, nas figuras 5.1 e 5.2, estão apresentadas as distribuições granulométricas dos agregados miúdo e graúdo, respectivamente.

Tabela 5.5 - Características físicas dos agregados graúdo e miúdo

Peneiras (mm)	Porcentagens retidas acumuladas	
	Brita 1	Areia
19,0	1	
12,5	55	
9,50	85	
6,30	100	
4,80	100	
2,40	100	9
1,20	100	23
0,60	100	42
0,30	100	77
0,15	100	94
Módulo de finura	6,86	2,50
Dimensão máxima característica (mm)	19,0	4,80
Massa específica (kg/dm ³)	2,49	2,63
Massa unitária Solta (kg/dm ³)	1,40	1,66
Índice de Forma	2,41	

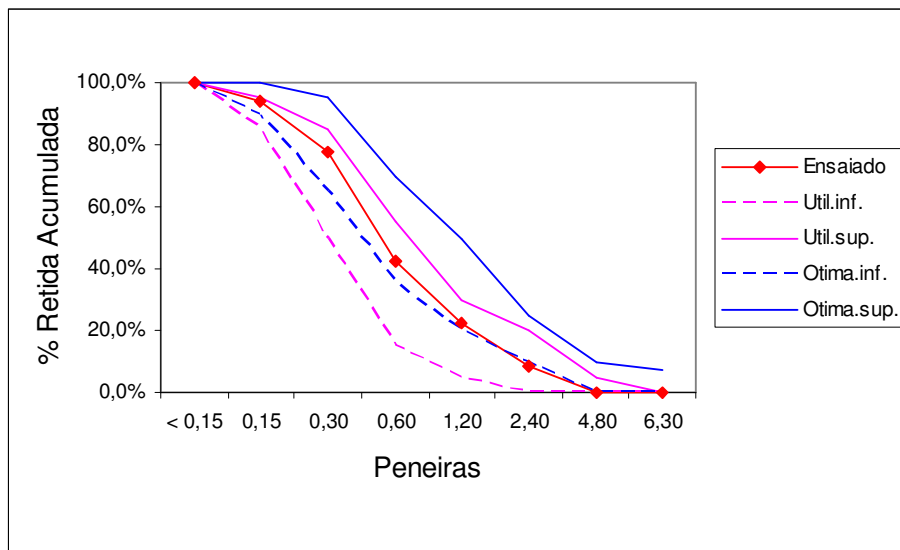


Figura 5.1 - Curva granulométrica do agregado miúdo

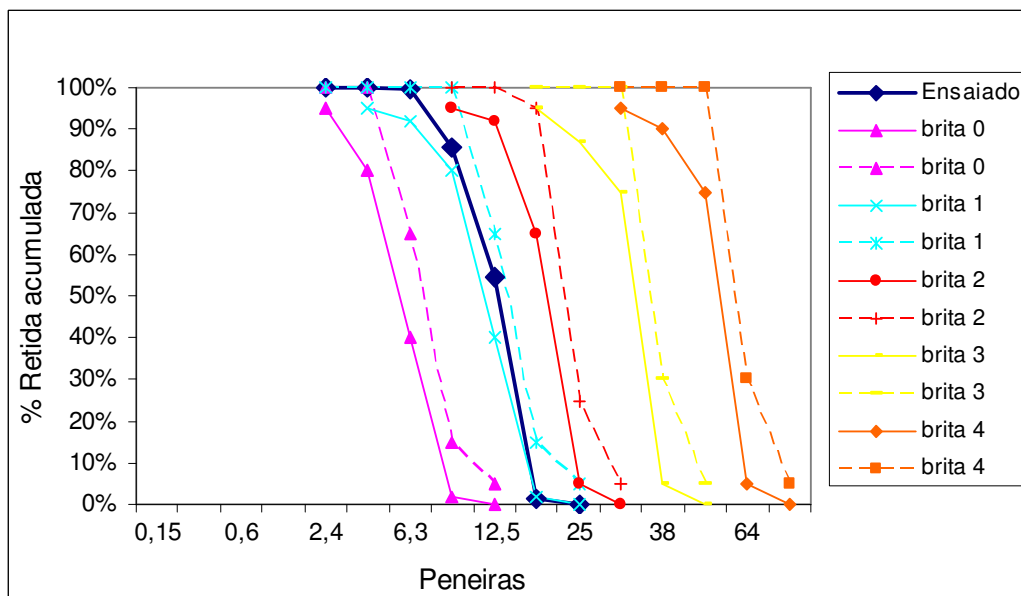


Figura 5.2 - Curva granulométrica do agregado graúdo

5.3.6 - Aditivo

O abatimento determinado foi de 90 ± 10 mm e, para atingir este valor, foi adotado um aditivo superplastificante à base de éter carboxílico, de nome comercial Glenium, produzido pela BASF[®], a qual atende às especificações da ASTM C 494.

5.3.7 - Água

A água de amassamento adotada, foi a mesma do sistema de abastecimento da Universidade Federal de Santa Maria.

5.3.8 - Ativador químico

Foi utilizado o sulfato de sódio (Na_2SO_4), disponível comercialmente como ativador químico, no teor de 4% do peso total de aglomerante, em duas das misturas com 50% de escória de alto forno, nos concretos branco e cinza, denominadas 50A e 50A V, respectivamente. A dosagem adotada foi baseada nos resultados satisfatórios obtidos por Gomes (2003), Sperb (2003), Rosa (2005) e Schneider (2005), em suas respectivas pesquisas.

5.3.9 - Gás carbônico

O gás carbônico foi fornecido pela empresa White Martins.

5.4 - Dosagem dos concretos

Para a dosagem dos concretos, foi adotado o método de Helene e Terzian (1992). Para a determinação da curva de Abrams, foram moldados e ensaiados à compressão corpos-de-prova produzidos com as quatro misturas estudadas: a de referência, com 100% de cimento Portland; a 50E, com substituição de 50% do cimento Portland por escória; a 70E, com teor de 70% de escória, em substituição ao cimento; e a 50A, com 50% de substituição de cimento por escória e ativador químico, nas três relações a/agl, 0,30, 0,42 e 0,55, respectivamente, para as três relações aglomerantes: agregado (1:3,3, 1:4,2 e 1:6,1), obtidas em ensaios prévios

de trabalhabilidade. O teor de argamassa (α) foi mantido constante e, devido à menor massa específica da escória de alto forno, em relação à do cimento Portland, a quantidade de areia variou. Através dos ensaios de trabalhabilidade realizados previamente, chegou-se a um teor de argamassa ideal de 52%.

Para esta pesquisa, foram moldadas quatro misturas com CPB 40 e três com CP V ARI, com três relações a/agl para cada uma delas, totalizando vinte e uma misturas. A primeira mistura moldada foi a de referência, sem adição mineral. As demais foram com teor de 50% e 70% de escória de alto forno, em substituição ao cimento Portland branco (50E e 70E respectivamente), e a última, com 50% de escória de alto forno e ativador químico (Na_2SO_4), no teor de 4% em massa de aglomerante (50A). Com o cimento CP V ARI, foi moldada uma mistura de referência, denominada Ref V, e duas com substituição de 50% de cimento por escória de alto forno, com e sem ativador químico, denominadas respectivamente, 50A V e 50E V. Na tabela 5.6, são apresentados todos os traços unitários utilizados.

Tabela 5.6 - Traços unitários das misturas pesquisadas

MISTURA	a/agl	Cimento	Escória	Areia	Brita	Ativador (%)	Aditivo (%)
REF	0,30	1	0	1,236	2,064		0,33
	0,42	1	0	1,704	2,496		0,08
	0,55	1	0	2,692	3,408		-
50E	0,30	0,5	0,5	1,205	2,064		0,28
	0,42	0,5	0,5	1,673	2,496		0,065
	0,55	0,5	0,5	2,661	3,408		-
50A	0,30	0,5	0,5	1,205	2,064	4	1,01
	0,42	0,5	0,5	1,673	2,496	4	0,031
	0,55	0,5	0,5	2,661	3,408	4	
70E	0,30	0,3	0,7	1,193	2,064		0,28
	0,42	0,3	0,7	1,661	2,496		0,074
	0,55	0,3	0,7	2,649	3,408		-
REF V	0,30	1	0	1,236	2,064		0,42
	0,42	1	0	1,704	2,496		0,05
	0,55	1	0	2,692	3,408		-
50E V	0,30	0,5	0,5	1,205	2,064		0,38
	0,42	0,5	0,5	1,673	2,496		0,065
	0,55	0,5	0,5	2,661	3,408		-
50A V	0,30	0,5	0,5	1,205	2,064	4	1,50
	0,42	0,5	0,5	1,673	2,496	4	-
	0,55	0,5	0,5	2,661	3,408	4	-

A tabela 5.7 apresenta as quantidades de cada material utilizado, por metro cúbico de concreto.

Tabela 5.7 - Quantidade de materiais por m³ de concreto

MISTURA	a/agl	Cimento (kg/m ³)	EAf (kg/m ³)	Areia (kg/m ³)	Brita (kg/m ³)	Água (kg/m ³)	SP (kg)	Ativador (kg/m ³)
REF	0,30	517	-	639	1066	155	1,70	-
	0,42	415	-	708	1037	174	0,33	-
	0,55	305	-	821	1039	168	-	-
50E	0,30	259	259	625	1070	156	1,45	-
	0,42	208	208	697	1040	175	0,27	-
	0,55	153	153	813	1042	168	-	-
70E	0,30	156	363	619	1072	156	1,45	-
	0,42	125	292	693	1041	175	0,31	-
	0,55	92	214	810	1042	168	-	-
50A	0,30	259	259	625	1070	156	5,24	20,74
	0,42	208	208	697	1040	175	0,13	16,67
	0,55	153	153	813	1042	168	-	12,23
REF V	0,30	521	-	644	1075	156	2,19	-
	0,42	420	-	716	1048	176	0,21	-
	0,55	306	-	824	1043	168	-	-
50E V	0,30	260	260	627	1073	156	1,98	-
	0,42	209	209	699	1043	176	0,27	-
	0,55	153	153	814	1043	168	-	-
50A V	0,30	260	260	627	1073	156	7,80	20,80
	0,42	209	209	699	1043	176	-	16,72
	0,55	153	153	814	1043	168	-	18,24

5.5 - Moldagem dos corpos-de-prova

Para cada mistura, foram moldados 16 CP's de $\phi 10 \times 20$ cm (diâmetro x altura), para os ensaios de resistência à compressão axial, nas idades de 3, 7, 28, e 91 dias, sendo rompidos quatro corpos-de-prova, em cada idade. Também foram moldados 6 CP's, com as mesmas dimensões, para os ensaios de carbonatação

acelerada a 0, 3, 6, 9 e 12 semanas, sendo utilizado um por idade e mais um para gerar os parâmetros do pré-condicionamento. Para os ensaios de absorção capilar, foram moldados dois CP's de Φ 15 x 30 cm (diâmetro x altura). Para as misturas compostas com cimento CP V ARI, foram moldados CP's apenas para os ensaios de carbonatação acelerada.

O processo de moldagem dos corpos-de-prova iniciava, após a medição da temperatura do concreto, que deveria estar em torno de 19 ± 1 °C. Para se obter esta temperatura, foi utilizada a expressão apresentada por Mehta e Monteiro (1994), equação 5.1:

$$T = \frac{0,22 (T_a W_a + T_c W_c) + T_w W_w}{0,22 (W_a + W_c) + W_w} \quad (\text{equação 5.1})$$

Onde

$$\left\{ \begin{array}{l} T = \text{temperatura do concreto fresco} \\ T_a = \text{temperatura dos agregados (}^\circ\text{C)} \\ T_c = \text{temperatura do cimento (}^\circ\text{C)} \\ T_w = \text{temperatura da água de amassamento (}^\circ\text{C)} \\ W_a = \text{massa dos agregados (kg)} \\ W_c = \text{massa do cimento (kg)} \\ W_w = \text{massa da água de amassamento (kg)} \end{array} \right.$$

Os CP's de 10 x 20 cm foram adensados na mesa vibratória, em duas camadas. Os CP's de 15 x 30 cm foram adensados com vibrador de agulha, em duas camadas. Após 24 horas, os mesmos foram desmoldados e armazenados em câmara úmida. Todos os procedimentos de moldagem e cura realizados estavam de acordo com a NBR 5738 (2003).

5.6 - Cura do concreto

Os corpos-de-prova para os ensaios de resistência à compressão permaneceram em câmara úmida, até a data dos ensaios, de 3, 7, 28 e 91 dias. Os CP's para os ensaios de carbonatação acelerada permaneceram na câmara úmida, até atingir a idade de sete dias, sendo que os destinados aos ensaios de absorção capilar permaneceram até os 49 dias. Após atingirem as idades de cura

determinadas, os corpos-de-prova foram retirados da câmara e preparados para os procedimentos de pré-condicionamento, descritos no item a seguir.

5.7 - Pré-condicionamento dos corpos-de-prova para os ensaios de absorção capilar e carbonatação acelerada

Os corpos-de-prova submetidos aos ensaios de absorção capilar e carbonatação acelerada, após o período de cura, foram pré-condicionados, até atingirem uma concentração média de umidade, que está em equilíbrio com $75 \pm 2\%$ de umidade relativa, de um ambiente com temperatura de $20 \pm 1^\circ \text{C}$ e com uma distribuição uniforme de água evaporável no corpo-de-prova, de acordo com as orientações da RILEM TC 116-PCD (1999).

A seguir, uma descrição de todos os passos envolvidos, nesta etapa da pesquisa:

1) **Acondicionamento dos corpos-de-prova:** após completarem o período de cura, os corpos-de-prova para os ensaios de absorção capilar foram retirados da câmara úmida e cortados em seis fatias de aproximadamente 5 cm de altura, devidamente identificadas. Os corpos-de-prova para os ensaios de carbonatação acelerada, depois de retirados da câmara úmida, foram cortados em três fatias de dimensões 10 x 6,5 cm (diâmetro x altura) e identificadas, sendo que destas, apenas duas fatias foram submetidas à câmara de carbonatação, devido a limitações de espaço na mesma. As figuras 5.3 e 5.4 apresentam os detalhes dos corpos-de-prova cortados para os ensaios de carbonatação acelerada e absorção capilar, respectivamente. Em ambos os casos, todos os corpos-de-prova, exceto aqueles utilizados para gerar os parâmetros do pré-condicionamento, foram acondicionados em sala climatizada, com temperatura controlada de $23 \pm 1^\circ \text{C}$ e umidade relativa de $85 \pm 2\%$, onde permaneceram, durante todo o período em que foram gerados os parâmetros de pré-condicionamento. Enquanto isso, os mesmos tiveram suas superfícies laterais seladas com três demãos de verniz poliuretânico.

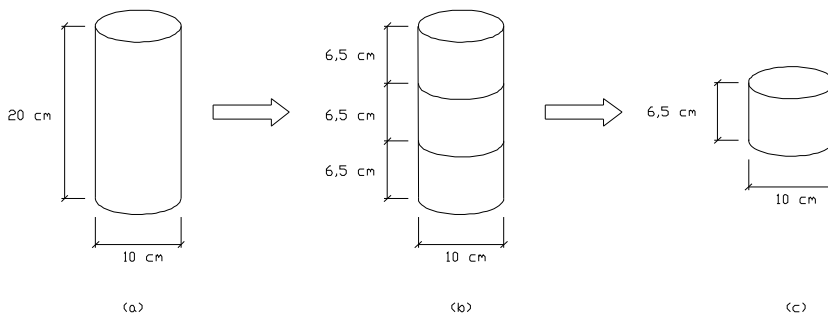


Figura 5.3 - Esquema de corte dos corpos-de-prova para o ensaio de carbonatação acelerada. (a) CP 10 x 20 cm; (b) CP cortado em três fatias e (c) detalhe da fatia

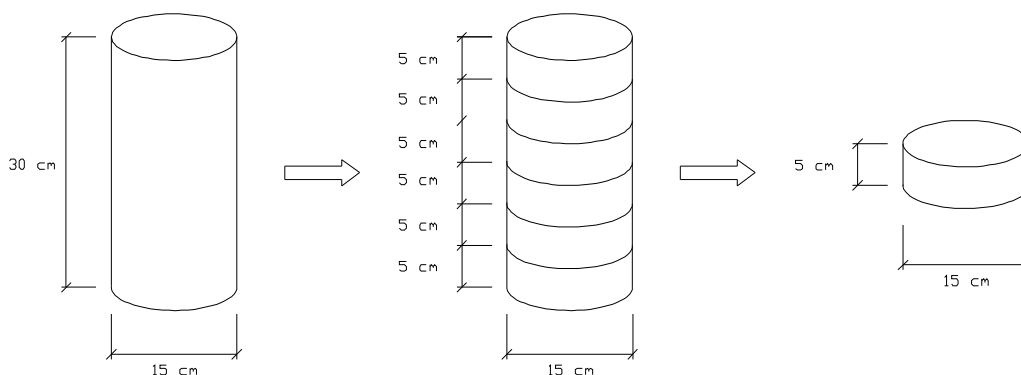


Figura 5.4 - Esquema de corte dos corpos-de-prova para o ensaio de absorção capilar. (a) CP 15 x 30 cm; (b) CP cortado em seis fatias e (c) detalhe da fatia

2) **Geração dos parâmetros do pré-condicionamento:** como o objetivo destes procedimentos é dotar os corpos-de-prova com um teor de umidade homogênea de $75 \pm 2\%$, foram adotados os procedimentos abaixo, recomendados pela RILEM TC 116 – PCD (1999):

- a) Uma das fatias foi pesada, para que fosse obtido o seu peso inicial (m_0);
- b) Esta fatia foi levada para uma estufa, a uma temperatura de 105°C , e pesada diariamente, em intervalos de 24 horas, até verificar perda de peso inferior a 0,5 g, entre duas pesagens consecutivas. Quando isto aconteceu, foi determinado seu peso seco (m_d);
- c) As outras duas fatias foram moídas e peneiradas nas peneiras # 6,3 e 2,4 mm. Os grãos retidos na peneira # 6,3 mm eram moídos novamente, e aqueles retidos na peneira # 2,4 mm eram selecionados. O material passante na peneira

mais fina era eliminado. O material selecionado, em torno de 800 g, foi colocado em uma bandeja, devidamente identificado, pesado, e se obteve seu peso inicial. Após, foi levado a uma câmara climática marca Feutron® KPK 200, com temperatura controlada de 20 ± 1 °C e umidade relativa de $75 \pm 2\%$, e pesado, em intervalos de 24 horas, até que a diferença de peso entre duas pesagens consecutivas fosse de no máximo 0,1 g. Quando isto acontecia, era obtido seu peso em equilíbrio de U.R. de 75% (m_{e75}). A figura 5.5 mostra a bandeja com o material moído;

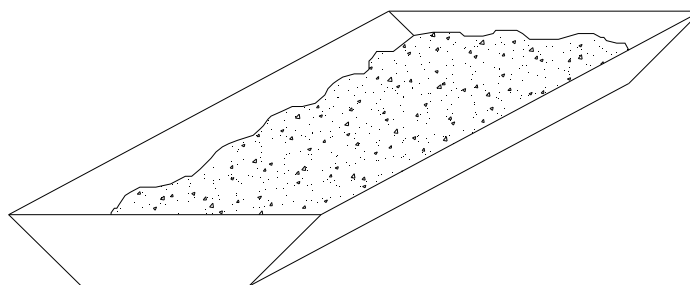


Figura 5.5 - Bandeja com o material moído

d) A amostra, após atingir a constância de peso para a U.R. de 75% descrita no item **c**, foi levada para uma estufa, com temperatura controlada de 105 °C, e pesada, em intervalos de 24 horas, até que a diferença de peso entre uma pesagem e outra fosse de no máximo 0,1 g. Ao atingir esta diferença, foi determinado o peso seco da amostra moída (m_{d75}).

e) Com os valores obtidos nos itens **a** e **b**, foi possível obter o conteúdo total de água evaporável (W_e) e, conseqüentemente, a concentração de água evaporável (w_e), através das equações 5.1 a 5.3:

$$w_e = W_e / m_d \quad (\text{equação 5.1})$$

onde, $W_e = m_0 - m_d$ (equação 5.2)

$$w_e = \frac{(m_0 - m_d)}{m_d} \quad (\text{equação 5.3})$$

f) O conteúdo de água evaporável para a U.R. de 75% (W_{e75}) e a concentração da umidade de equilíbrio (w_{e75}) foram obtidos, a partir dos valores descritos nos itens **c** e **d** através das equações 5.4 a 5.6:

$$w_{e75} = W_{e75} / m_{d75} \quad (\text{equação 5.4})$$

onde, $W_{e75} = m_{e75} - m_{d75}$ (equação 5.5)

$$w_{e75} = \frac{(m_{e75} - m_{d75})}{m_{d75}} \quad (\text{equação 5.6})$$

g) A partir dos valores calculados nos itens **e** e **f**, é obtida a variação de peso (Δm), correspondente à perda de umidade, para a fatia descrita no item **a**, conforme a equação 5.7:

$$\Delta m = [(w_e - w_{e75}) / (1 + w_e)] \times m_0 \quad (\text{equação 5.7})$$

h) A seguir, todas as fatias foram pesadas e, através de uma regra de três, foram obtidos os valores de Δm para cada uma delas. As mesmas foram então armazenadas, em uma estufa ventilada com temperatura controlada de 50°C, e pesadas em intervalos sucessivos, até atingirem a perda de peso correspondente ao Δm , o que significa que todas as fatias deviam atingir um teor de umidade de 75%. Para a obtenção desta perda de peso, é permitida uma tolerância de 5% de variação para o Δm , para mais ou para menos, calculada pela equação 5.8:

$$[(\Delta m_{\text{obs}} - \Delta m_{\text{calc}}) / \Delta m_{\text{calc}}] < 0,05 \quad (\text{equação 5.8})$$

Redistribuição de umidade: à medida que foram atingindo a perda de peso Δm , as amostras foram sendo levadas para uma estufa, com temperatura de 50°C, objetivando a distribuição da umidade. Esta fase teve uma duração de, no mínimo, 14 dias, até atingir a idade cronológica de 9 semanas, para os corpos-de-prova dos ensaios de carbonatação, e de 13 semanas, para os corpos-de-prova destinados aos ensaios de absorção capilar. Esta fase garante que todos os corpos-de-prova

estarão dotados com um teor de umidade constante e igual a 75%, em qualquer porção de seu interior. Para não haver perda de umidade para o exterior, cada fatia foi envolvida por duas camadas de filme de PVC, colocadas dentro de dois sacos plásticos e, por último, seladas em embalagens iguais às de café, o que mostrou ser a maneira mais eficiente de evitar a perda de umidade.

Na tabela 5.8, é apresentado um resumo dos períodos de cura, pré-condicionamento, bem como das idades dos ensaios realizados.

Tabela 5.8 - Tempos de cura, pré-condicionamento e idade cronológica dos ensaios

Ensaio	Cura (dias)	Pré-condic. (dias)	Idade dos ensaios (dias)
Resistência à compressão	3, 7, 28 e 91	-	3, 7, 28 e 91
Absorção capilar	49	42	91
Carbonatação acelerada	7	56	63, 84, 105, 126 e 147

5.8 - Ensaio em pasta

5.8.1 - Tempo de início de pega cimento e escória

Foi determinado, no LMCC, o ensaio de início de tempo de pega do cimento Portland branco com a escória de alto forno. Os resultados estão apresentados na tabela 5.9.

Tabela 5.9 - Tempos de início de pega para as misturas de cimento Portland branco e escória de alto forno

Mistura	Tempo de início de pega
50% CPB + 50% EAF	2 h
30% CPB + 70% EAF	3 h 15 min.

5.8.2 - Porosimetria

Para este ensaio, foram moldados corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 4 x 8 cm (D x h). Nas datas dos ensaios, a 28 e 91 dias, com o auxílio de instrumento cortante, foram retiradas amostras cúbicas, com aproximadamente 0,6 cm de aresta, e imersas em álcool isopropílico, durante uma semana, a fim de interromper o processo de hidratação. Os cubos, após secos, foram encaminhados à ABCP, para serem submetidos ao ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio, com a utilização do instrumento Micromeritics Autopore II 9220.

5.9 - Ensaio no concreto

5.9.1 - Ensaio de resistência à compressão axial

Para este ensaio, de acordo com a NBR 5739 (2007), os corpos-de-prova foram retirados da câmara úmida, nas idades pré-definidas, tiveram sua base e topo regularizados, através do capeamento com enxofre e, então, submetidos a um esforço de compressão, utilizando uma prensa EMIC PC200.

5.9.2 - Ensaio de absorção capilar

Após os procedimentos de pré-condicionamento, quatro corpos-de-prova de $\Phi 15 \times 5$ cm (diâmetro x altura), para cada mistura, foram submetidos ao ensaio de absorção capilar, de acordo com as recomendações da RILEM TC 116 - PCD (1999), conforme esquematizado na figura 5.6. O ensaio consiste em imergir os corpos-de-prova em água, de maneira a cobrir 3 mm de sua superfície lateral, previamente selada com verniz poliuretânico. Esta selagem permite a absorção de água, apenas pela face inferior. Com o objetivo de evitar um gradiente de umidade, sobre os corpos-de-prova, foram colocadas toucas de banho plásticas. O ensaio consiste em pesar as amostras, para determinar seu peso inicial, colocá-las em água e realizar pesagens, após 10 min., 1 hora, 4 horas e 24 horas, a partir do momento de colocação das amostras na água, tomando o cuidado de enxaguá-los levemente, antes de cada pesagem para retirar o excesso de água. A absorção é então calculada, subtraindo o peso inicial dos valores obtidos nas pesagens. Com isto, tem-se o valor da absorção, dado em peso por unidade de área (g/m^2).

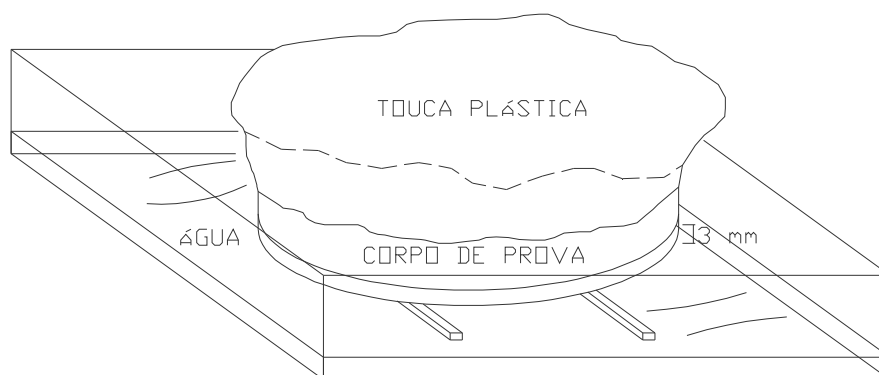


Figura 5.6 - Esquema de realização do ensaio de absorção capilar

5.9.3 - Ensaio de carbonatação acelerada

Nove semanas após a moldagem, todos os corpos-de-prova, para cada mistura, foram retirados da estufa, onde permaneceram durante um período mínimo de 14 dias, para a fase de redistribuição da umidade. Foram então desembalados, tiveram um de seus topos selados, tendo sido colocados na câmara de carbonatação. A selagem de um dos topos e das faces laterais conduz a uma carbonatação, em apenas uma das faces do corpo-de-prova, conforme apresentado na figura 5.7.



Figura 5.7 - Sentido da carbonatação

Os corpos-de-prova ensaiados a 0 semana, data de retirada da estufa, não foram selados, pois não foram colocados na câmara de carbonatação. Serviram apenas como ponto de partida do ensaio de carbonatação, visto não ter sido detectada, pelo método adotado, qualquer profundidade de carbonatação nas amostras. Os demais corpos-de-prova foram levados para uma câmara de carbonatação marca Fanem[®], modelo 345, com uma concentração de 2% de CO₂, 23 ± 1 °C de temperatura e teor de umidade de 75 ± 2%. A concentração de CO₂ é comumente dada pela quantidade, em volume de gás introduzido na câmara de carbonatação (PAULETTI, 2004).

Os ensaios de carbonatação acelerada foram realizados, nas idades de 3, 6, 9 e 12 semanas, a contar a partir da data de entrada na câmara. Para cada idade, foram ensaiados dois corpos-de-prova de 10 x 6,5 cm (diâmetro x altura), por relação a/agl.

O ensaio consiste em retirar os corpos-de-prova da câmara de carbonatação e rompê-los diametralmente. Foram utilizados dois CP's, por ensaio, os quais, quando rompidos diametralmente, geravam quatro superfícies carbonatadas. Feito isso, foi aspergida uma solução de 1% de fenolftaleína, 29% de água destilada e 70% de álcool absoluto, sobre a superfície do concreto à mostra. A fenolftaleína muda de cor de acordo com o pH. Para valores de pH acima de 9, sua coloração é vermelho carmim e, abaixo deste valor, ela se apresenta incolor. Vale ressaltar que este é um método de medição indireta, ou seja, a superfície que apresenta a cor vermelho carmim não indica necessariamente ausência de carbonatação, e sim pH superior a 9. Depois de aspergida a solução, foram tiradas fotos com câmera digital.

Com a foto digitalizada e com o auxílio do *software* AutoCad, a imagem foi colocada em escala, a fim de que fosse feito o contorno ao redor da superfície carbonatada (figura 5.8).

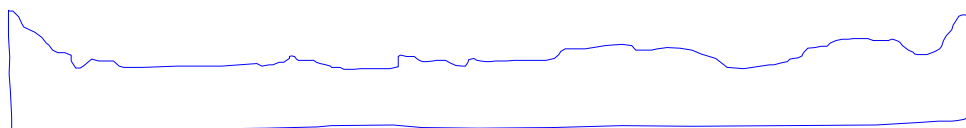


Figura 5.8 - Contorno da região carbonatada

Este contorno foi dividido em linhas espaçadas de 1 mm umas das outras (figura 5.9) e, através de uma rotina chamada COTA, foi medida a altura de cada uma das divisões.

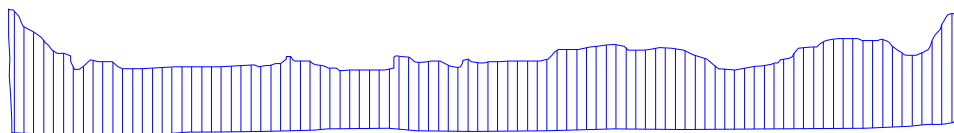


Figura 5.9 - Contorno dividido em linhas verticais espaçadas 1 mm umas das outras

A rotina COTA gerou automaticamente um arquivo em formato *Excel*, do qual obteve-se os valores, que depois foram transferidos para uma planilha, onde foram obtidas as profundidades médias de carbonatação, através de análise estatística.

CAPÍTULO VI

ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

6.1 - Introdução

Este capítulo, trata da análise matemática, de todos os resultados, obtidos através dos ensaios realizados, com o auxílio de tabelas e gráficos, de maneira a haver uma melhor compreensão dos mesmos.

6.2 - Ensaio mecânicos

6.2.1 - Resistência à compressão axial do concreto branco

Os resultados de resistência à compressão axial, das misturas aglomerantes investigadas, nas três relações a/agl são apresentados na tabela 6.1 e figuras 6.1, 6.2 e 6.3. Na tabela 6.1, também é apresentada a variação da resistência em relação à mistura de referência.

Tabela 6.1 - Valores de resistência à compressão axial dos concretos estudados

Mistura	a/agl	Valores de resistência (MPa)				Variação em rel. referência (%)			
		fc ₃	fc ₇	fc ₂₈	fc ₉₁	fc ₃	fc ₇	fc ₂₈	fc ₉₁
Ref	0,30	53,20	60,74	69,29	71,86	-	-	-	-
	0,42	34,37	36,39	47,25	58,15	-	-	-	-
	0,55	24,10	28,10	39,75	44,17	-	-	-	-
50E	0,30	34,42	48,18	57,12	68,80	-35,3	-20,7	-17,6	-4,3
	0,42	16,82	28,72	38,24	47,81	-51,1	-21,1	-19,1	-17,8
	0,55	11,04	17,54	27,65	32,91	-54,2	-37,6	-30,4	-25,5
50A	0,30	41,35	50,06	60,28	61,37	-22,3	-17,6	-13,0	-14,6
	0,42	32,15	40,33	50,56	53,25	-6,5	10,8	7,0	-8,4
	0,55	19,30	28,53	37,79	40,38	-19,9	1,5	-4,9	-8,5
70E	0,30	23,53	46,31	57,31	61,01	-55,8	-23,8	-17,3	-15,2
	0,42	10,31	23,90	36,32	40,40	-70,0	-34,3	-23,1	-30,5
	0,55	6,11	14,37	27,52	33,56	-74,6	-48,8	-30,8	-24,0

Nas figuras 6.1, 6.2 e 6.3, são apresentados os gráficos de resistência a compressão para as relações a/agl 0,30, 0,42 e 0,55, respectivamente.

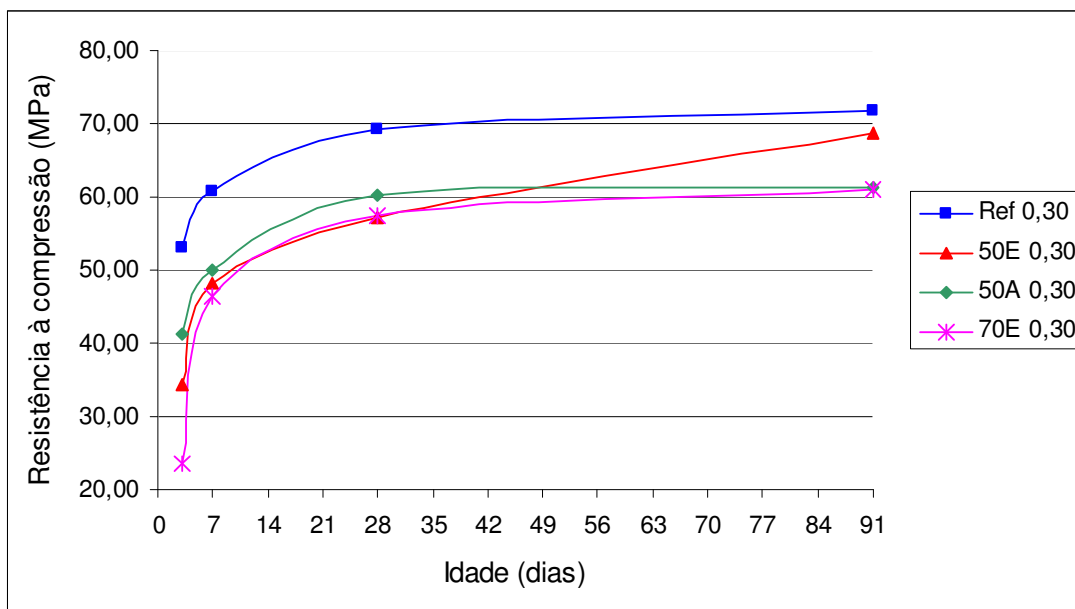


Figura 6.1 - Resistência à compressão X relação a/agl 0,30

Para a relação a/agl 0,30 (figura 6.1), verifica-se que, para qualquer idade, os maiores valores de resistências à compressão, foram obtidos pela mistura de referência. Para a mistura 50E, em relação ao concreto de referência, houve redução de 35%, 20%, 18% e 4% para as idades de 3, 7, 28 e 91 dias, respectivamente. Para a mistura 50A, até a idade de 28 dias, as reduções foram menores que as da mistura 50E, porém, aos 91 dias a redução foi maior. Nas primeiras quatro semanas a resistência da mistura 50A atinge valores 20%, 3% e 6%, respectivamente aos 3, 7 e 28 dias, maiores que as verificadas para a 50E. Esse comportamento é atribuído ao uso do ativador químico que acelera as reações pozolânicas e de hidratação da escória. Aos 91 dias, a resistência atingida pela mistura com ativador, ficou 11% abaixo daquela obtida pela mistura 50E. A mistura 70E, apresentou as menores resistências aos 3, 7 e 91 dias, ficando respectivamente, 56%, 24% e 15%, abaixo dos valores da mistura de referência.

Com relação ao teor de adição, à medida que aumentou-se de 50% para 70%, os valores da resistência, em função do tempo, diminuíram 32%, 4% e 11% aos 3, 7 e 91 dias respectivamente. Aos 28 dias, a resistência atingida pela mistura 70E, foi praticamente a mesma da mistura 50E. Para a relação a/agl 0,30, aos 91 dias, observa-se que a resistência à compressão decresceu na proporção em que se aumentou o teor de adição e, ainda, a mistura com ativador químico apresentou resistência inferior àquela apresentada pela mistura com mesmo teor de escória, porém, sem ativador. Dessa forma, constata-se que para esta mesma relação a/agl, o uso de escória, embora promova alterações na microestrutura da pasta, não traz benefícios do ponto de vista mecânico, a médio e longo prazo.

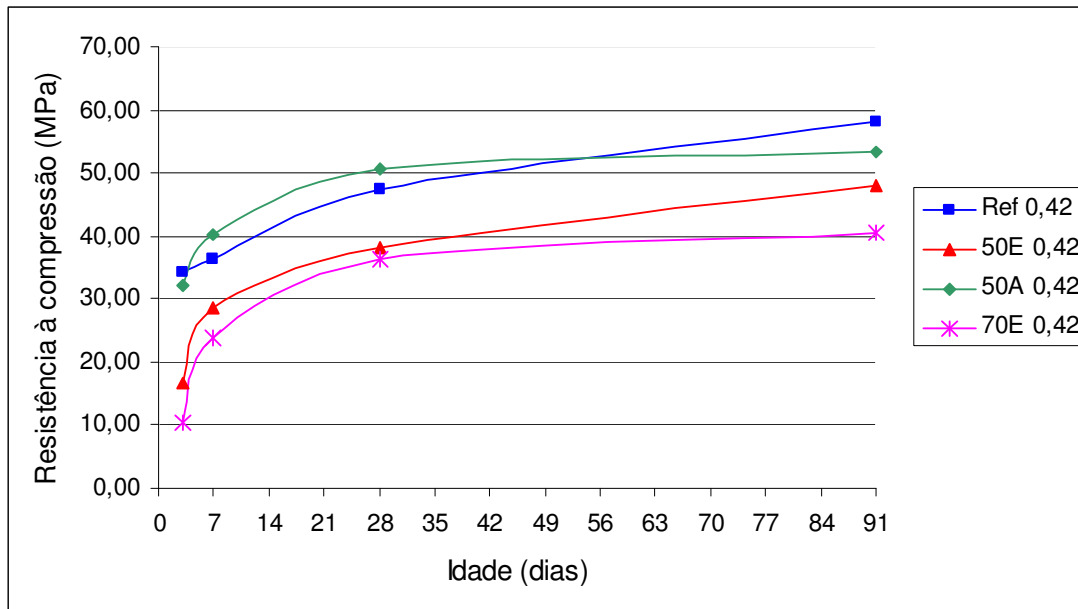


Figura 6.2 - Resistência à compressão X relação a/agl 0,42

Para a relação a/agl 0,42 (figura 6.2), a maior resistência aos 3 dias, foi obtida pela mistura de referência, mas foi superada nas idades de 7 e 28 dias pela mistura 50A, que apresentou valores 11% e 7% maiores, respectivamente. Esta mesma mistura, aos 91 dias, apresentou resistência 8% inferior àquela obtida pela mistura de referência. Assim, de todas as misturas, para esta relação a/agl, a 50A foi a que mais se aproximou da resistência apresentada pela mistura de referência, aos 91 dias. A mistura 50E, apresentou valores de resistência à compressão 51%, 21%, 19% e 18% inferiores àqueles apresentados pela mistura de referência, nas idades de 3, 7, 28 e 91 dias, respectivamente. A mistura 70E, para todas as idades de ensaio, foi a que apresentou o pior desempenho na resistência à compressão, com valores 70%, 34%, 23% e 31% inferiores aos da mistura de referência, respectivamente aos 3, 7, 28 e 91 dias. Comparando-se as misturas 50E e 70E, constata-se que, ao se aumentar em 20% o teor de adição, há uma queda na resistência, de 39%, 17%, 5% e 15% aos 3, 7, 28 e 91 dias, respectivamente. A mistura 50A, apresentou valores de resistência à compressão 91%, 40%, 32% e 11%, superiores às resistências atingidas pela mistura 50E, nas mesmas idades do ensaio.

Nas idades de 7 e 28 dias, a mistura 50A apresentou as maiores resistências, superando inclusive os valores obtidos para a mistura de referência. Isto é atribuído

à aceleração das reações de hidratação, pois se observa, através da figura 6.2, que, em idades mais avançadas, a resistência da mistura de referência supera a da mistura 50A. Aos 91 dias, o comportamento das resistências foi semelhante ao obtido para a relação a/agl 0,30, em que os valores decresceram na proporção em que se aumentou o teor de adição. A diferença para a relação a/agl 0,42, é que a mistura 50A apresentou valores superiores aos obtidos pela mistura 50E em todas as idades.

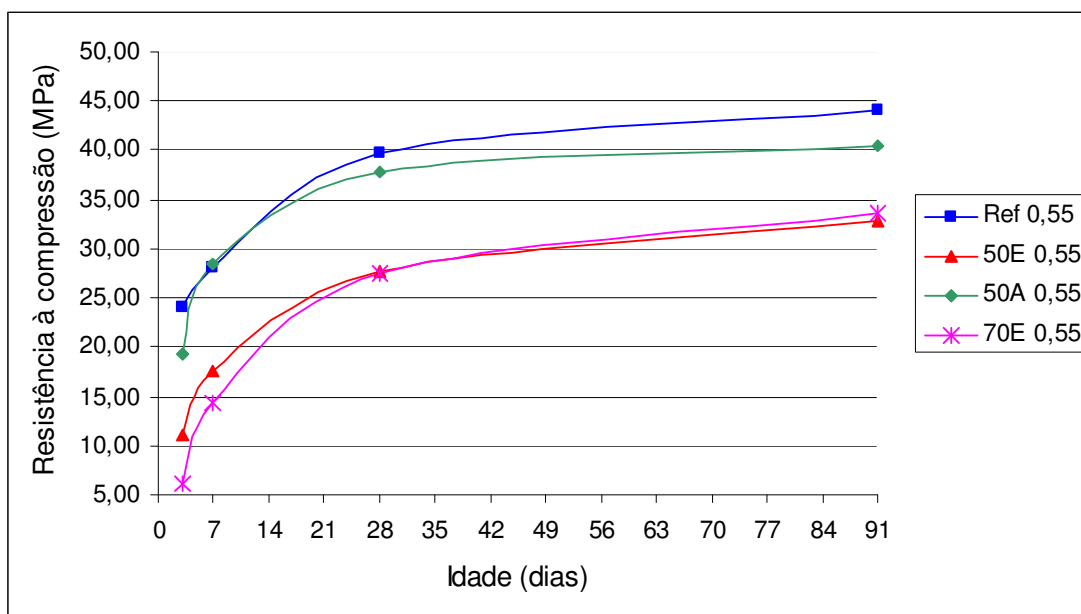


Figura 6.3 - Resistência à compressão X relação a/agl 0,55

Conforme se observa na figura 6.3, para a relação a/agl 0,55, o comportamento das misturas não foi diferente. Os maiores valores de resistência à compressão, para qualquer idade, foram apresentados pela mistura de referência, com exceção da resistência obtida pela mistura 50A aos 7 dias, 2% superior ao valor do concreto de referência. Para a mistura 50E, os valores obtidos foram 54%, 38%, 30% e 26% inferiores às resistências atingidas pelo concreto de referência nas idades de 3, 7, 28 e 91 dias, respectivamente. Para as idades de 3, 28 e 91 dias, as resistências obtidas pela mistura 50A foram 20%, 5% e 9% inferiores àquelas atingidas pela mistura de referência. Ainda, a mistura 50A, para a relação a/agl 0,55 apresentou valores 75%, 63%, 37% e 23% superiores às resistências atingidas pela

mistura 50E, nas idades de 3, 7, 28 e 91 dias, respectivamente. Isso se justifica pelo fato do ativador químico acelerar a solvatação da escória, favorecer a formação de hidratos e de uma estrutura em rede de hidratos, (RUNZHANG *et al.*, 1988). Shi (2003) afirma que a presença dos álcalis, mantém o pH da solução elevado, o que é importante para iniciar e continuar a hidratação da escória.

Entre as quatro misturas pesquisadas, a 70E apresentou os menores valores de resistência à compressão nas idades de 3, 7, 28 e 91 dias, ficando 75%, 49%, 31% e 24% respectivamente, inferiores aos valores obtidos para a mistura de referência, com exceção da resistência atingida na idade de 91 dias, para a relação a/agl 0,55, que ficou 2% acima daquela obtida pela mistura 50E, nesta mesma idade e relação a/agl. Esta última foi a menor resistência atingida entre todas as misturas. Os valores de resistência aos 3 e 7 dias sofreram redução de 45% e 18%, respectivamente, quando se aumentou o teor de adição de escória de alto forno, de 50% para 70%. Aos 28 dias as resistências foram equivalentes, e aos 91 dias a mistura 70E apresentou valor 2% superior ao alcançado pela mistura 50E.

Comparando-se as misturas com mesmo teor de escória, com e sem ativador, verifica-se que, para as relações a/agl 0,42 e 0,55, existe a tendência de aproximação da resistência ao longo do tempo, visto que a diferença entre elas, para as duas misturas, diminui em idades mais avançadas. Estes fatos vêm a comprovar o efeito do ativador químico, que acelera as reações pozolânicas nas primeiras idades.

A tabela 6.2 apresenta uma classificação da resistência à compressão aos 91 dias, de todas as misturas, e sua proporção em relação à mistura de referência, de menor relação a/agl, que obteve o melhor resultado de resistência à compressão.

Tabela 6.2 - Classificação das misturas em relação à resistência à compressão aos 91 dias

Mistura	Posição	fc ₉₁	Índice R
Ref 0,30	1º	71,90	1,00
50E 0,30	2º	68,80	0,96
50A 0,30	3º	61,37	0,85
70E 0,30	4º	61,01	0,85
Ref 0,42	5º	58,15	0,81
50A 0,42	6º	53,25	0,74
50E 0,42	7º	47,81	0,66
Ref 0,55	8º	44,17	0,61
50A 0,55	9º	40,40	0,56
70E 0,42	10º	40,40	0,56
70E 0,55	11º	33,56	0,47
50E 0,55	12º	32,91	0,46

Obs.: Índice R = fc mistura / fc ref (0,30)

O valor da resistência à compressão aos 91 dias, da mistura 50E, com relação a/agl 0,55, apresentou o menor resultado entre todas as demais misturas para esta idade, atingindo apenas 46% do valor da resistência do concreto de referência com relação a/agl 0,30.

Todos os concretos, com adição de escória de alto forno, apresentaram resistência à compressão inferior à do concreto de referência, com exceção da mistura 50A, que na relação a/agl 0,42, nas idades de 7 e 28 dias, e com a relação a/agl 0,55, aos 7 dias, apresentou resistência maior que aquela atingida pelo concreto de referência. A mistura 50A, neste quesito, apresentou melhor desempenho que a mistura 50E em todas as idades e relações a/agl, com exceção da relação a/agl 0,30, na idade de 91 dias, em que a resistência apresentada pela mistura 50E foi maior que aquela da 50A. A mistura 70E, com relação a/agl 0,55 apresentou, aos 91 dias, maior resistência que a mistura 50E, para a mesma relação a/agl, o que comprova o atraso nas reações pozolânicas e o ganho de resistência mais tardio em misturas com maiores teores de adição.

Dos resultados de resistência à compressão axial, constata-se que, estes estão em concordância com os resultados obtidos por outros pesquisadores, com misturas de escória e cimento Portland cinza: diminuição da resistência com o aumento da relação a/agl e também com o aumento no teor de substituição (STUMPP, 2003, SPERB, 2003 e ROSA, 2005).

O desenvolvimento da resistência à compressão do concreto, no qual parte do cimento foi substituído por escória de alto forno, é função do teor de substituição (YURIGI *et al.* 1992). A partir de um teor de substituição de 55%, Oner & Akyuz (2007) constataram que a escória passa a atuar com filler, devido ao teor de hidróxido de cálcio necessário para a formação do C-S-H.

Jueshi *et al.* (2001), relatam que a elevada resistência inicial das pastas ativadas com Na_2SO_4 , é atribuída a dois fatores: aceleração da reação pozolânica inicial e a formação de mais etringita, com conseqüente aumento no volume de sólidos e densificação da pasta.

A tabela 6.3 apresenta as constantes e o coeficiente de determinação da equação exponencial, do tipo $F_c = A/B^x$, utilizada para melhor ajuste dos resultados, onde F_c representa a resistência à compressão aos 91 dias das misturas investigadas, A e B são as constantes e x a relação a/agl. A indicação dos altos coeficientes de determinação (R^2) representa a forte dependência dos resultados deste ensaio com a relação a/agl.

Tabela 6.3 - Coeficientes da curva de Abrams para a resistência à compressão axial das misturas pesquisadas

Mistura	Constantes da equação de Abrams Resistência à compressão		
	A	B	R^2
Ref	129,94	7,02	1,00
50E	166,04	19,07	1,00
50A	103,70	5,37	0,97
70E	119,19	10,77	0,94

A partir das constantes apresentadas na tabela 6.3, foi possível calcular as relações a/agl para os níveis de resistência adotados de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa, apresentadas na tabela 6.4.

Tabela 6.4 - Relações a/agl para os níveis de resistência adotados

Traço	Resistência (MPa)	a/agl
Ref	45	0,54
	55	0,44
	65	0,36
50E	45	0,44
	55	0,37
	65	0,32
50A	45	0,50
	55	0,38
	65	0,28
70E	45	0,41
	55	0,33
	65	0,26

A figura 6.4 apresenta as relações a/agl obtidas para cada nível de resistência adotado (45 MPa, 55 MPa e 65 MPa), segundo as equações de Abrams, obtidas através dos resultados dos ensaios de resistência à compressão aos 91 dias das misturas investigadas. Da figura 6.4 observa-se que a mistura de referência apresentou, para todos os níveis de resistência adotados, as maiores relações a/agl.

A resistência de 65 MPa foi obtida pela mistura de referência, com uma relação a/agl 0,36. A mesma resistência foi obtida para as misturas 50E, 50A e 70E com as relações a/agl 0,32, 0,28 e 0,26, respectivamente. A resistência de 55 MPa foi alcançada aos 91 dias pela mistura de referência com uma relação a/agl 0,44 e para as misturas 50E, 50A e 70E, com as relações a/agl 0,37, 0,38 e 0,33 respectivamente. As relações a/agl necessárias para atingir a resistência de 45 MPa foram 0,54, 0,44, 0,50 e 0,41, respectivamente, para as misturas Ref, 50E, 50A e 70E.

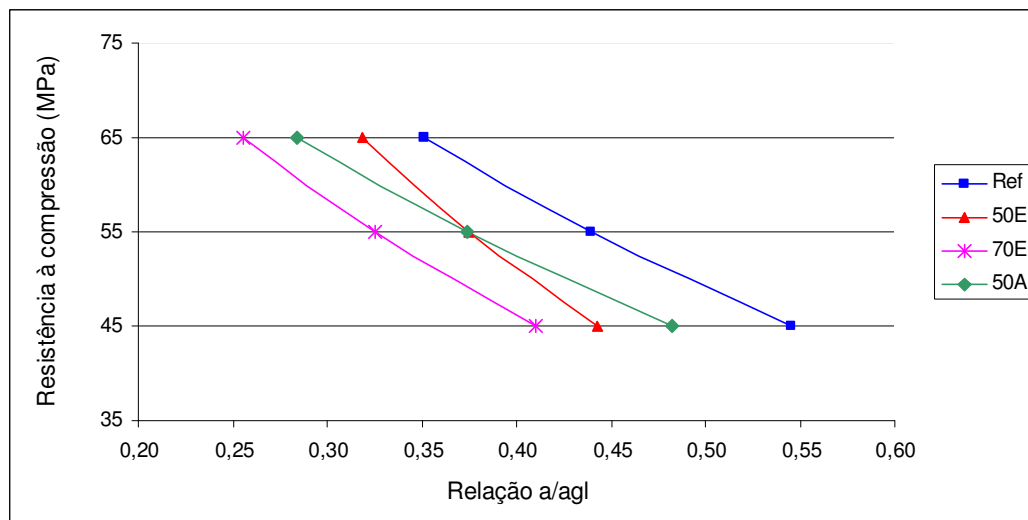


Figura 6.4 - Resistência à compressão x relação a/agl - Níveis de resistência adotados de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa

6.2.2 - Resistência à compressão axial do concreto cinza

Para efeito de comparação dos resultados de resistência à compressão axial, entre os concretos de cimento Portland branco e cinza, foram importados os resultados de resistência à compressão, de pesquisas anteriores (ROSA, 2005; SCHNEIDER, 2005), realizadas na UFSM, com concretos produzidos com cimento CP V ARI, porém, com as relações a/agl 0,35, 0,50 e 0,65. Através das equações de Abrams, foi possível determinar os valores de resistência à compressão, aos 91 dias, apresentados na tabela 6.5, para as relações a/agl 0,30, 0,42 e 0,55, iguais às adotadas para a moldagem do concreto branco da atual pesquisa.

Tabela 6.5 - Resistência à compressão axial - cimento CP V ARI

Traço	a/agl	Resistência (MPa)
Ref V	0,30	71,94
	0,42	57,12
	0,55	44,48
50E V	0,30	68,17
	0,42	53,19
	0,55	40,65
50A V	0,30	69,90
	0,42	55,86
	0,55	43,81

Para todas as misturas, a resistência diminui com o aumento da relação a/agl. Ao se passar de 0% para 50% de adição de escória de alto forno, a resistência decresceu, para qualquer relação a/agl. No entanto, na comparação entre a mistura sem ativador e aquela ativada quimicamente, é possível perceber que esta última apresentou os maiores valores de resistência.

A tabela 6.6 apresenta as constantes e o coeficiente de determinação da equação exponencial, do tipo $F_{cv} = A/B^x$, utilizada para melhor ajuste dos resultados, onde F_{cv} representa a resistência à compressão aos 91 dias das misturas de cimento cinza investigadas, A e B são as constantes e x a relação a/agl.

Tabela 6.6 - Coeficientes da curva de Abrams para a resistência à compressão axial das misturas de cimento CP V ARI

Mistura	Constantes da equação de Abrams Resistência à compressão		
	A	B	R ²
Ref V	128,10	6,84	0,99
50E V	126,79	7,91	0,97
50A V	122,48	6,48	1,00

A partir das constantes apresentadas na tabela 6.6, foi possível calcular as relações a/agl, para os níveis de resistência adotados, de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa, apresentadas na tabela 6.7.

Tabela 6.7 - Relações a/agl para os níveis de resistência adotados

Traço	Resistência (MPa)	a/agl
Ref V	45	0,54
	55	0,44
	65	0,35
50E V	45	0,50
	55	0,40
	65	0,32
50A V	45	0,54
	55	0,43
	65	0,34

A figura 6.5, apresenta as relações a/agl obtidas, para cada nível de resistência adotado (45 MPa, 55 MPa e 65 MPa), segundo as equações de Abrams, através dos resultados dos ensaios de resistência à compressão, aos 91 dias, das misturas investigadas.

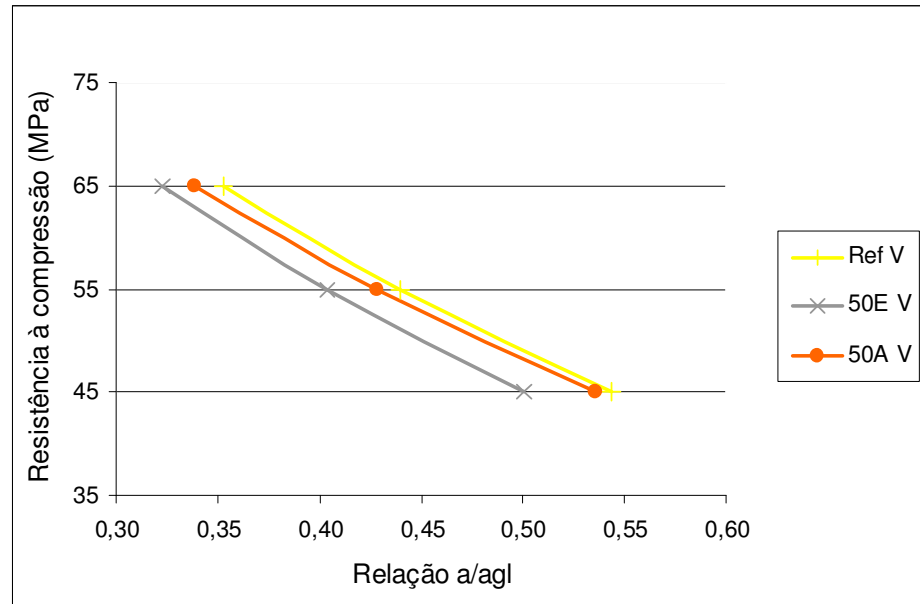


Figura 6.5 - Resistência à compressão x relação a/agl - Níveis de resistência adotados de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa - concreto de cimento Portland CP V ARI

Da figura 6.5 observa-se que, a mistura de referência apresentou, para todos os níveis de resistência adotados, as maiores relações a/agl, sendo que, o nível de resistência de 45 MPa foi atingido pelas misturas de referência e 50A V com a mesma relação a/agl, 0,54, enquanto a mistura 50E necessitou de uma relação a/agl 0,50. A resistência de 55 MPa foi atingida, pela mistura de referência com uma relação a/agl 0,44 e para as misturas 50E V e 50A V, com as relações a/agl 0,40 e 0,43 respectivamente. A resistência de 65 MPa foi obtida pela mistura de referência, com uma relação a/agl 0,35. A mesma resistência foi obtida para as misturas 50E V e 50A V com as relações a/agl 0,32 e 0,34, respectivamente.

6.3 - Ensaios de durabilidade

6.3.1 - Porosimetria por intrusão de mercúrio

Os ensaios de porosimetria realizados, permitem analisar a influência das adições e da relação a/agl na estrutura dos poros das diferentes misturas pesquisadas. Na tabela 6.8, estão apresentados os valores do volume de intrusão de mercúrio e do diâmetro crítico, obtidos nos ensaios de porosimetria.

Tabela 6.8 - Volume de intrusão de mercúrio e diâmetro crítico

MISTURA	a/agl	Vol. Int. mL/g	Φ crítico μm	Vol. Int. mL/g	Φ crítico μm
		28 dias	28dias	91 dias	91 dias
REF	0,30	0,1159	0,0604	0,1035	0,0606
	0,42	0,1802	0,0756	0,1673	0,0725
	0,55	0,3048	0,2004	0,2852	0,1288
50E	0,30	0,1001	0,0604	0,0973	0,0519
	0,42	0,1933	0,0722	0,1760	0,0664
	0,55	0,2829	0,1009	0,2717	0,0790
50A	0,30	0,1439	0,0787	0,1057	0,0723
	0,42	0,1760	0,1009	0,1617	0,0898
	0,55	0,2543	0,1279	0,2432	0,1194
70E	0,30	0,1224	0,0454	0,1197	0,0363
	0,42	0,1998	0,0519	0,1821	0,0452
	0,55	0,2839	0,0727	0,2577	0,0603

Da tabela 6.8 observa-se que, para todas as misturas investigadas e relações a/agl adotadas, o volume de intrusão de mercúrio decresce com o avanço da hidratação. Para a relação a/agl 0,30, o volume de intrusão de mercúrio aos 28 dias da pasta 50E foi reduzida 14% em relação à mistura de referência. Para as misturas 70E e 50A, o volume de intrusão de mercúrio aumentou 6% e 24%, respectivamente, em relação à mistura de referência. Aos 91 dias, para a mesma relação a/agl, o

volume de intrusão de mercúrio da mistura 50E teve uma redução de 6% em relação à mistura de referência, e para as pastas 70E e 50A, houve um aumento de 16% e 2%, respectivamente, em relação à mistura de referência. Para a relação a/agl 0,42, aos 28 dias, em relação à mistura de referência, o volume de intrusão de mercúrio das misturas 50E e 70E, sofreram um aumento de 7% e 11%, respectivamente, e para a mistura 50A, houve uma redução de 2%. Aos 91 dias, as misturas 50E e 70E sofreram aumento de 5% e 9%, respectivamente, e a mistura 50A sofreu redução de 3% em relação à mistura de referência.

Para a relação a/agl 0,55 aos 28 dias, as misturas 50E, 70E e 50A, apresentaram redução no volume de intrusão de mercúrio de 7%, 7% e 17% em relação à mistura de referência. Aos 91 dias, com a mesma relação, as reduções no volume de intrusão de mercúrio das misturas 50E, 70E e 50A, foram de 5%, 10% e 15%, respectivamente, em relação à mistura de referência.

O diâmetro crítico de todas as misturas analisadas e relações a/agl adotadas, apresentaram redução com o progresso da hidratação, com exceção da mistura de referência e relação a/agl 0,30, que praticamente se manteve inalterado. Para todas as relações a/agl, o diâmetro crítico diminuiu com o aumento do teor de adição, comportamento semelhante ao verificado por Sato & Agopyan (1998), que constataram maior incidência de poros menores em concretos com adição de 70% de escória de alto forno, em relação ao concreto de referência. O mesmo comportamento foi observado por Vagheti (2005), que comparou uma mistura com 70% de adição de escória de alto forno com uma de referência, ambas com cimento Portland CP V ARI, com relações a/agl 0,50, 0,60 e 0,70.

Para a relação a/agl 0,30, aos 28 dias, o diâmetro crítico da mistura 50E permaneceu igual ao da mistura de referência. Para a mistura 70E, houve uma redução de 25% e para a 50A, um aumento de 30% no diâmetro crítico em relação à mistura de referência. Aos 91 dias, o diâmetro crítico das misturas 50E e 70E sofreram uma redução de 14% e 40%, respectivamente, em relação à pasta de referência, e para a mistura 50A, houve um aumento de 19% em relação à mistura de referência.

Para a relação a/agl 0,42, aos 28 dias, em relação à mistura de referência, houve redução de 4% e 31% no diâmetro crítico das misturas 50E e 70E, respectivamente, e um aumento de 33% para a mistura 50A. Aos 91 dias, para esta mesma relação a/agl, o diâmetro crítico das misturas 50E e 70E foram,

respectivamente, 8% e 38% abaixo do valor obtido para a mistura de referência. Para a mistura 50A, houve um aumento de 24% em relação à mistura de referência.

Para a relação a/agl 0,55, aos 28 dias, as misturas 50E, 70E e 50A apresentaram valores 50%, 64% e 36%, respectivamente, inferiores aos obtidos para a mistura de referência. Aos 91 dias, houve o mesmo comportamento. As misturas 50E, 70E e 50A apresentaram os respectivos valores 39%, 53% e 7% menores que aquele para a mistura de referência.

Nas figuras 6.6 e 6.7, estão representadas graficamente, respectivamente, as alterações no volume de intrusão de mercúrio e no diâmetro crítico, de todas as misturas, no intervalo entre os 28 e os 91 dias.

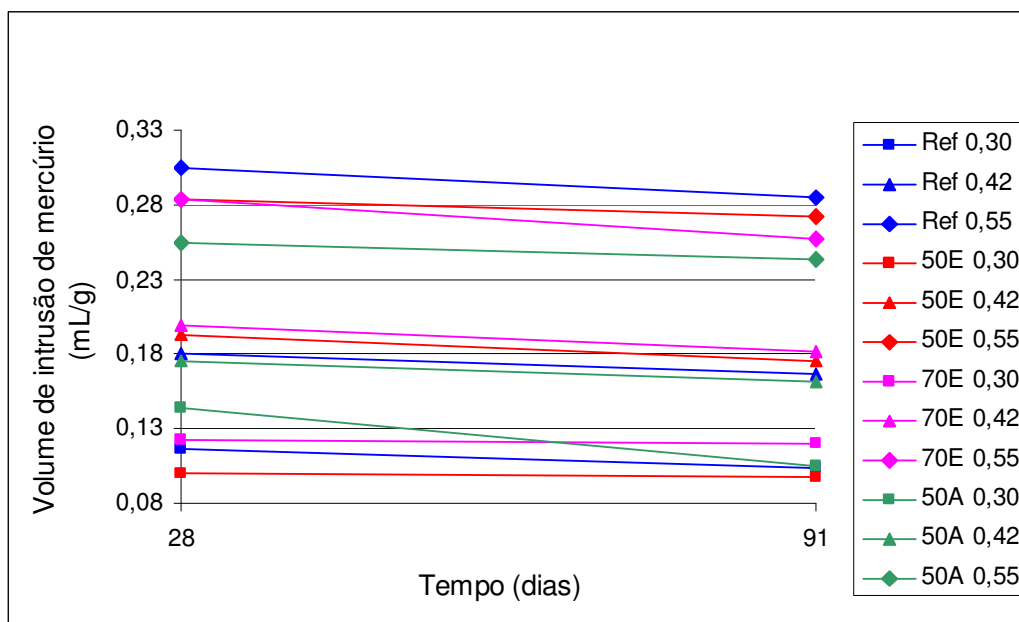


Figura 6.6 - Porosidade x tempo

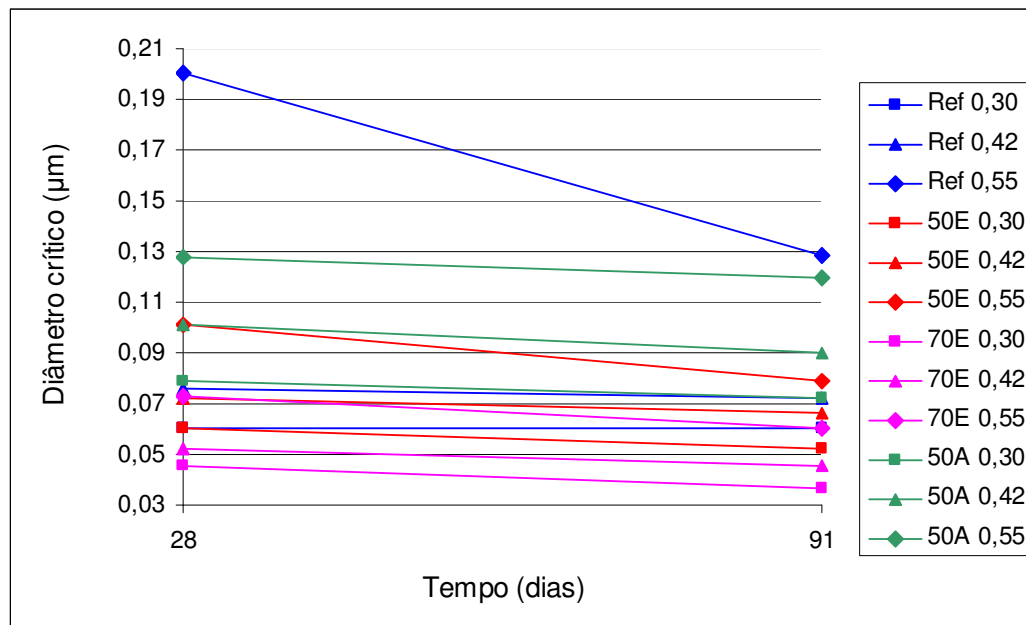


Figura 6.7 - Diâmetro crítico x tempo

Observa-se, nas figuras 6.6 e 6.7, que o volume de intrusão de mercúrio e o diâmetro crítico decrescem com o progresso da hidratação, com exceção da mistura de referência e relação a/agl 0,30, em que o diâmetro crítico manteve-se praticamente inalterado. Com relação ao volume de intrusão de mercúrio, para a mistura de referência e relações a/agl 0,30, 0,42 e 0,55, houve uma redução de 11%, 7% e 6%, respectivamente, entre os 28 e os 91 dias. Para a mistura 50E, as reduções do volume de intrusão de mercúrio, entre os 28 e os 91 dias, foram de 3%, 9% e 4%, respectivamente, para as relações a/agl 0,30, 0,42 e 0,55. No mesmo intervalo de tempo, observa-se para a mistura 70E, redução de 2%, 9% e 9%, respectivamente, para as relações a/agl 0,30, 0,42 e 0,55. Para a mistura 50A, as reduções do volume de intrusão de mercúrio, entre os 28 e os 91 dias, para as relações a/agl 0,30, 0,42 e 0,55, foram, respectivamente, de 27%, 8% e 4%.

Os diâmetros críticos da mistura de referência sofreram redução de 4% e 36%, respectivamente para as relações a/agl 0,42 e 0,55, entre os 28 e os 91 dias. Para a mistura 50E, as reduções dos diâmetros críticos, para as relações a/agl 0,30, 0,42 e 0,55, foram de 14%, 8% e 22%, respectivamente, entre os 28 e os 91 dias. Neste mesmo intervalo de tempo, para a mistura 70E, as reduções dos diâmetros críticos, para as relações a/agl 0,30, 0,42 e 0,55 foram, respectivamente, 20%, 13%

e 17%. Para a mistura 50A e relações a/agl 0,30, 0,42 e 0,55, os diâmetros críticos sofreram redução, respectivamente, de 8%, 11% e 7%, entre os 28 e os 91 dias.

Na figura 6.6 está claro que, as maiores porosidades são apresentadas pelas misturas de relação a/agl 0,55; os valores intermediários são os das misturas de relação a/agl 0,42 e os menores valores apresentados são das misturas de relação a/agl 0,30. Isto reflete o comportamento da água no interior do concreto de alta relação a/agl , que apresenta uma estrutura com maior porosidade, e conseqüentemente, mais suscetível à ação de agentes agressivos, com perda na resistência e durabilidade.

Na figura 6.6, é observado que a mistura 70E, mesmo para as maiores relações a/agl , apresenta valor inferior a algumas misturas de menores relações a/agl , o que torna evidente o efeito de refinamento da matriz dos poros, causado pela presença de um alto teor de adição de escória de alto forno. O que confirma esta situação é o fato das misturas 70E, com relação a/agl 0,30 e 0,42, apresentarem, respectivamente, os menores valores de diâmetro crítico dentre todas as misturas estudadas, nas idades de 28 e 91 dias. O diâmetro crítico da mistura 70E, com relação a/agl 0,55, apresentou valor praticamente igual ao da mistura de referência, com relação a/agl 0,30, aos 91 dias.

6.3.2 - Absorção capilar

Os valores obtidos nos ensaios de absorção capilar estão apresentados na tabela 6.9 e figura 6.8.

Tabela 6.9 - Valores de absorção capilar para as diferentes misturas

Mistura	a/agl	Absorção capilar (g/m ²)	Absorção média (g/m ²)
Ref	0,30	2010,8	3776,13
	0,42	4242,1	
	0,55	5075,5	
50E	0,30	1406,7	2149,97
	0,42	2014,8	
	0,55	3028,4	
50A	0,30	1352,6	1740,57
	0,42	1799,4	
	0,55	2069,7	
70E	0,30	937,8	1870,30
	0,42	1788,6	
	0,55	2884,5	

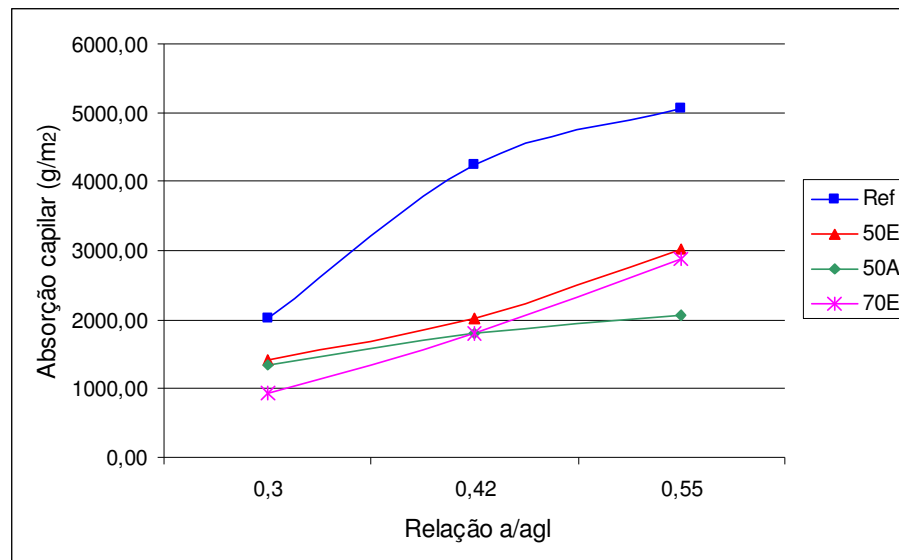


Figura 6.8 - Absorção capilar x relação a/agl

Da análise da tabela 6.9 e figura 6.8, constata-se que, o aumento no teor de escória resultou numa diminuição da absorção capilar, com exceção da mistura composta com 50% de escória e ativador químico, 50A, que apresentou o menor valor de absorção capilar, apenas para a relação a/agl 0,55, ficando abaixo da mistura 70E, que apresentou os menores resultados nas demais relações. Comportamento semelhante foi observado por Sperb (2003), que constatou maior

absorção capilar em concretos com adição de 70% de escória de alto forno, em relação ao concreto de referência.

Frizzo *et al.* (2002), comparando misturas com diferentes tipos e teores de adição, com uma mistura de referência, constatou menor absorção capilar naquelas com adição, independente do teor e da relação a/agl.

Hoppe Filho (2002) encontrou um comportamento diferente do observado nesta pesquisa e nos demais trabalhos citados acima. Este autor, comparando diferentes misturas binárias e ternárias, com uma de referência, obteve menor valor de absorção capilar para a mistura sem adição, em relação à mistura contendo 70% de escória de alto forno, apenas para a relação a/agl 0,35. Para as demais relações a/agl (0,45 e 0,55), as misturas com adição de escória apresentaram maiores valores de absorção capilar que aquela apresentada pela mistura de referência.

Para a relação a/agl 0,30, a absorção capilar da mistura 50E foi 30% inferior àquela da mistura de referência. Com a adição do ativador químico, mistura 50A, este valor caiu ainda mais, ficando 33% abaixo da absorção capilar apresentada pela mistura de referência. Para a mistura 70E, a redução na absorção capilar foi de 53% em relação àquela da mistura de referência. Comparando-se as misturas com mesmo teor de adição, verifica-se que, aquela em que foi utilizado o ativador químico, apresentou absorção 4% inferior à mistura sem ativação. Para esta mesma relação a/agl, quando se aumenta o teor de escória de alto forno de 50% para 70%, obtém-se uma redução de 33% na absorção capilar.

Para a relação a/agl 0,42 o comportamento foi semelhante. A mistura 50E apresentou valor 53% inferior ao apresentado pela mistura de referência, e quando incorporado o ativador químico, a absorção foi ainda menor, ficando 58% abaixo do valor apresentado pela mistura de referência. Para um teor de adição de 70%, a redução da absorção capilar foi de 58%, em relação à mistura de referência. Para um mesmo teor de adição, a mistura ativada quimicamente, apresentou um valor 11% inferior àquela apresentado pela mistura sem ativador químico. Ao se aumentar o teor de adição de 50% para 70%, nesta mesma relação a/agl, o valor da absorção capilar decresceu 11%.

Para a relação a/agl 0,55, o comportamento foi diferente, sendo a mistura 50A a que apresentou o menor resultado, ficando 59% abaixo do valor apresentado para a mistura de referência. Para a mistura com 50% de escória, 50E, o valor da absorção capilar obtido, ficou 40% abaixo daquela apresentada pela mistura de

referência. Quando o teor de escória passou para 70%, a absorção capilar reduziu 43%, quando comparada à mistura de referência, e 5% quando comparada à mistura 50E. Considerando o mesmo teor de adição de escória de alto forno, a mistura com ativador químico, apresentou absorção capilar 32% inferior àquela obtida para a mistura sem ativação.

Para a mistura de referência, quando a relação a/agl passou de 0,30 para 0,42 e 0,55, a absorção capilar teve um aumento de 111% e 152% respectivamente. Na mistura com 50% de escória, ao se aumentar a relação a/agl de 0,30 para 0,42, a absorção capilar aumentou 43%, e quando se passou para a relação a/agl 0,55, este valor ficou 115% superior ao apresentado pela menor relação. Para a mistura com este mesmo teor, ativada quimicamente, ao se passar da relação a/agl 0,30 para 0,42, a absorção teve um aumento de 33%, e ao se aumentar a relação para 0,55, o valor aumentou 53%. No concreto com maior teor de adição, 70E, quando se passou da relação a/agl 0,30 para 0,42 e 0,55, os valores de absorção capilar aumentaram 91% e 208% respectivamente.

Para as relações a/agl 0,30 e 0,42, quanto maior o teor de adição, menor a absorção capilar. O que explica esta situação é o efeito de refinamento dos poros promovido pela escória.

Para a relação a/agl 0,55, o menor valor de absorção capilar foi obtido pela mistura 50A, que ficou 28% abaixo da mistura 70E, que nas relações a/agl 0,30 e 0,42 apresentou os menores valores.

Entre as doze misturas pesquisadas, as cinco primeiras a apresentar os menores valores de absorção capilar, são de misturas com adição de escória, e os dois últimos, das misturas de referência com as relações a/agl 0,42 e 0,55.

Concretos com maiores relações a/agl, possuem maior porosidade e tendem a apresentar uma maior permeabilidade, propriedades que influenciam o mecanismo da absorção capilar. O que explica o fato da mistura com teor de escória de 50%, com relação a/agl 0,55 e ativador químico, ter apresentado o melhor desempenho em relação a este critério de durabilidade, é a aceleração das reações pozolânicas, promovendo uma densificação da matriz dos poros. Os poros maiores, características de concretos com maiores relações a/agl, foram reduzidos. Este fato é comprovado através dos ensaios de porosimetria, cujos resultados foram discutidos no item 6.3.1.

Através da figura 6.9, verifica-se que a absorção capilar, para uma mesma mistura, aumenta à medida que aumenta o volume de intrusão de mercúrio. É possível observar também que, para um mesmo valor de volume de intrusão de mercúrio, existem diferentes valores de absorção capilar, para diferentes misturas.

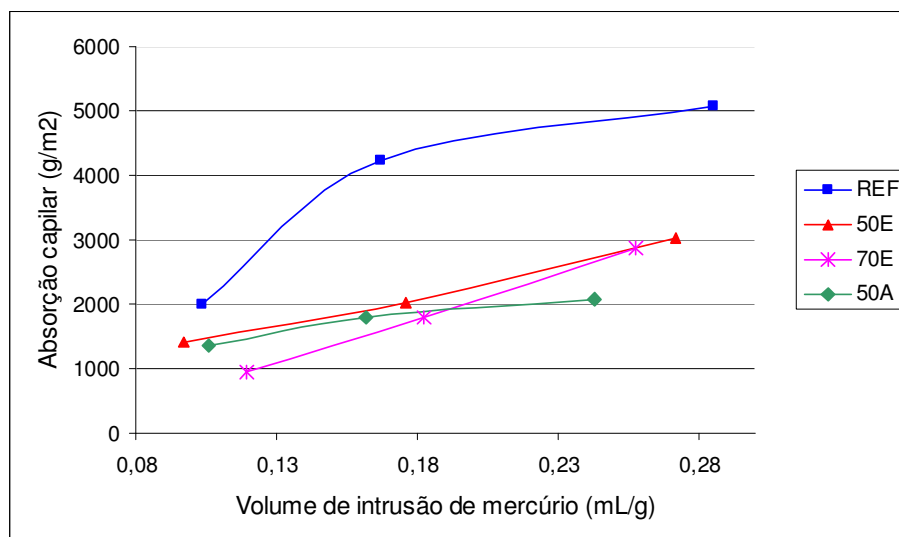


Figura 6.9 - Absorção capilar x Porosidade

Na figura 6.10 observa-se que, à medida que aumentou o diâmetro crítico, para uma mesma mistura, aumentou o valor de absorção capilar.

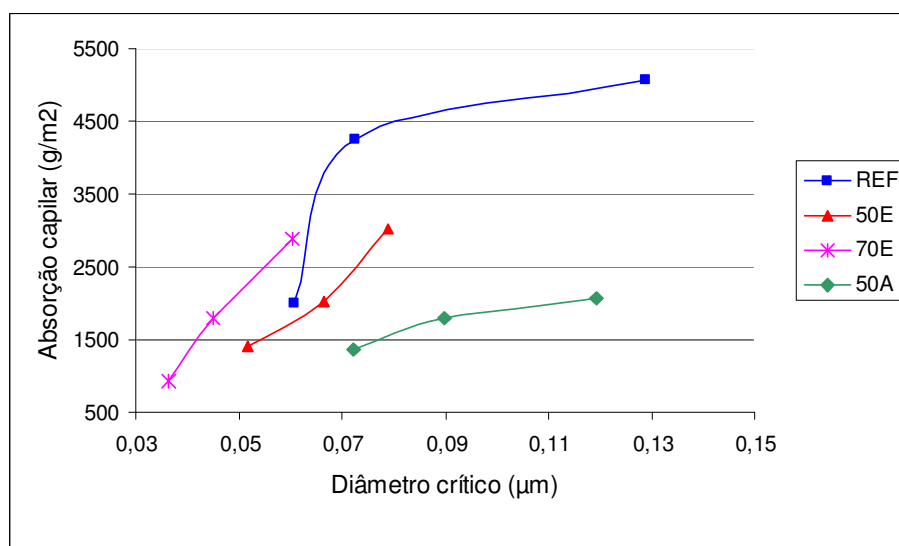


Figura 6.10 - Absorção capilar x Diâmetro crítico

Da análise das figuras 6.9 e 6.10, conclui-se que, a absorção capilar não é função exclusiva da porosidade, mas também depende do tamanho e conectividade dos poros.

6.3.2.1 - Absorção capilar em igualdade de resistência

A tabela 6.10 apresenta as constantes (A e B), e o coeficiente de determinação (R^2) das equações de regressão ($Abs = A/B^x$), de cada mistura investigada, obtidas a partir dos valores de resistência à compressão, aos 91 dias, e de absorção capilar para suas respectivas relações a/agl apresentadas, respectivamente, nas tabelas 6.1 e 6.9. Nesta equação, Abs significa o valor de absorção capilar, e x a resistência à compressão. Dessa forma, com os níveis de resistência à compressão adotados, de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa, foram calculados os valores de absorção capilar, para os referidos níveis de resistência, apresentados na tabela 6.11.

Tabela 6.10 - Coeficientes da curva de Abrams para a absorção capilar das misturas pesquisadas

Mistura	Constantes da equação de Abrams Absorção Capilar		
	A	B	R^2
Ref	24373,36821	1,03393	0,89
50E	5856,76811	1,02131	0,98
50A	4673,27086	1,01960	0,90
70E	9649,90444	1,03947	0,96

Tabela 6.11 - Valores de absorção capilar para os níveis de resistência adotados e suas respectivas relações a/agl

Mistura	Resistência Compressão (MPa)	a/agl	Absorção Capilar (g/m ²)
Ref	45	0,54	5429,35
	55	0,44	3888,85
	65	0,36	2785,45
50E	45	0,44	2267,44
	55	0,37	1836,34
	65	0,32	1487,21
50A	45	0,50	1951,07
	55	0,38	1606,84
	65	0,28	1323,35
70E	45	0,41	1690,67
	55	0,33	1148,04
	65	0,26	779,57

Nas figuras 6.11 e 6.12, são apresentados os valores para absorção capilar, respectivamente, em função dos níveis de resistência à compressão adotados, e suas relações a/agl. Para todos os níveis de resistência, observa-se, claramente, o desempenho das diferentes misturas frente a absorção capilar. Os maiores valores obtidos pertencem à mistura de referência, seguidos pelas misturas 50E, 50A e 70E, sendo este último, o que obteve melhor desempenho nesta avaliação. Para a resistência de 45 MPa, as misturas 50E, 50A e 70E apresentaram absorção capilar 58%, 64% e 69% inferiores aos valores obtidos para a mistura de referência. Para o nível de resistência de 55 MPa, a absorção capilar das misturas 50E, 50A e 70E foram, respectivamente, 53%, 59% e 70%, inferiores àqueles encontrados para o concreto de referência. Para a resistência de 65 MPa, os valores de absorção capilar, obtidos pelas misturas 50E, 50A e 70E, foram, respectivamente, 47%, 52% e 72%, abaixo dos obtidos para a mistura de referência.

Vagheti (2005), comparando uma mistura com 70% de adição de escória de alto forno (relação a/agl 0,50) com uma de referência (relação a/agl 0,69), para o nível de resistência de 40 MPa, obteve para a mistura com adição, absorção capilar 90% inferior àquela obtida para a mistura de referência.

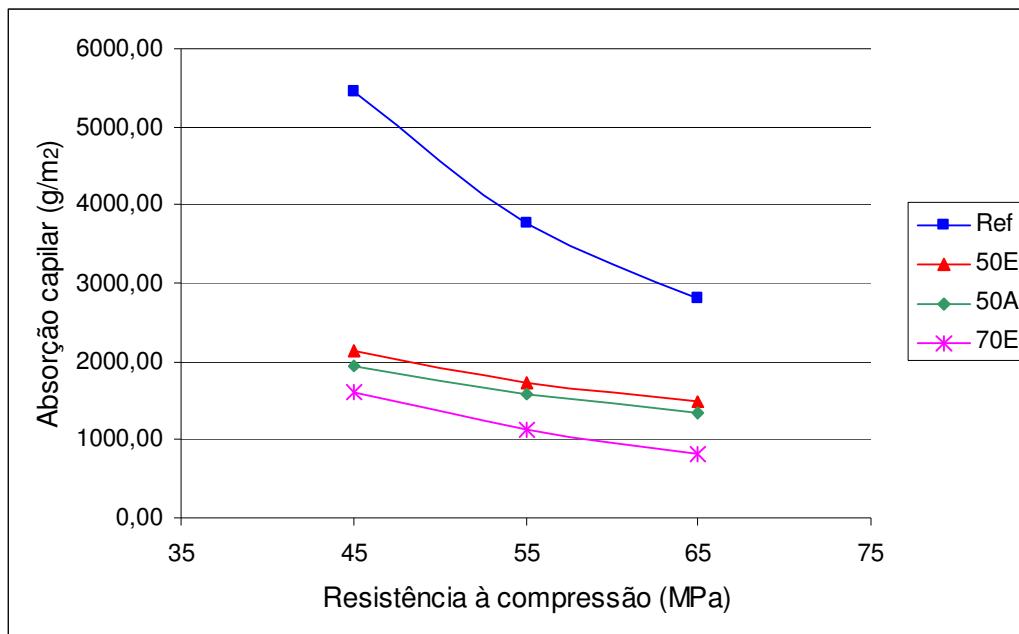


Figura 6.11 - Absorção capilar x resistência à compressão aos 91 dias. Níveis de resistência adotados de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa

Sperb (2003) investigou a absorção capilar de misturas compostas com 70% de escória sem ativador (70E), e esta mesma mistura ativada com 2% de Al_2SO_4 (70E AL) e 4% de Na_2SO_4 (70E Na). Para o concreto de referência e nível de resistência de 40 MPa, atingida com relação a/agl 0,58, obteve valor de absorção capilar de 3686 g/m^2 . Para as misturas compostas com escória 70E (relação a/agl 0,50) e ativadas quimicamente, 70E AL (relação a/agl 0,55) e 70E Na (relação a/agl 0,61) obteve valores de absorção capilar de 1036 g/m^2 , 1303 g/m^2 e 1383 g/m^2 respectivamente, ou seja, mesmo para esta última, com relação a/agl superior à mistura de referência, a redução na absorção capilar foi de 62%.

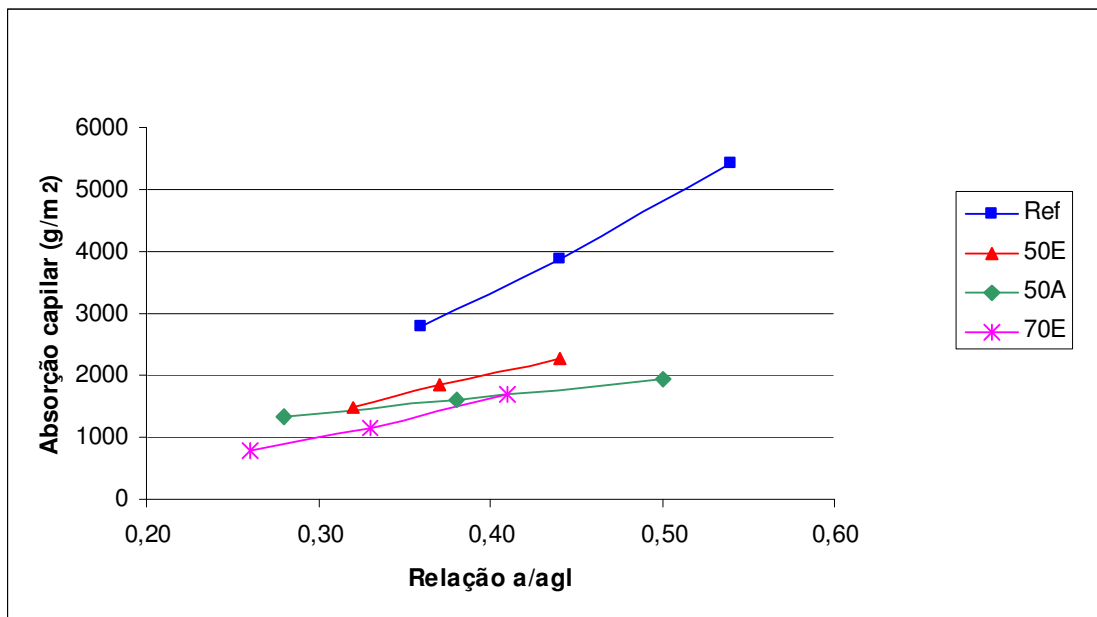


Figura 6.12 - Absorção capilar x relação a/agl - Níveis de resistência adotados de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa

Da figura 6.12 observa-se, para todas as misturas, que os valores da absorção capilar aumentaram na medida em que se aumentaram as relações a/agl, fato que está diretamente ligado à maior porosidade obtida em concretos com maiores relações a/agl.

A tabela 6.12 apresenta uma classificação de todas as misturas com relação à absorção capilar. Nela observa-se que, o valor de absorção capilar atingido pela mistura 70E com relação a/agl 0,30, que obteve o melhor desempenho, é apenas 18% do valor obtido para a mistura de referência com relação a/agl 0,55, maior valor encontrado neste ensaio. As misturas que apresentaram os melhores desempenhos em relação à absorção capilar foram as misturas 70E, 50A e 50E respectivamente, com relação a/agl 0,30. Assim, observa-se a influência das adições minerais e da relação a/agl nos concretos. Quanto maior o teor de adição, menor a absorção capilar e quanto menor a relação a/agl, menor a absorção capilar.

Tabela 6.12 - Classificação das misturas em relação à absorção capilar

Mistura	Posição	fc₉₁	Índice
70E 0,30	1º	937,8	0,18
50A 0,30	2º	1352,6	0,27
50E 0,30	3º	1406,7	0,28
70E 0,42	4º	1788,6	0,35
50A 0,42	5º	1799,4	0,35
Ref 0,30	6º	2010,8	0,40
50E 0,42	7º	2014,8	0,40
50A 0,55	8º	2069,7	0,41
70E 0,55	9º	2884,5	0,57
50E 0,55	10º	3028,4	0,60
Ref 0,42	11º	4242,1	0,84
Ref 0,55	12º	5075,5	1,00

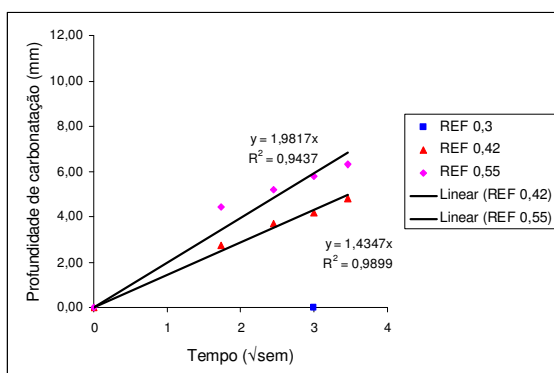
6.3.3 - Carbonatação acelerada no concreto de cimento Portland branco

Na tabela 6.13 são apresentados os valores das profundidades de carbonatação das misturas investigadas, bem como o coeficiente de carbonatação, obtidos através da inclinação da reta da regressão linear das profundidades carbonatadas em função do tempo, mostrados na figura 6.13.

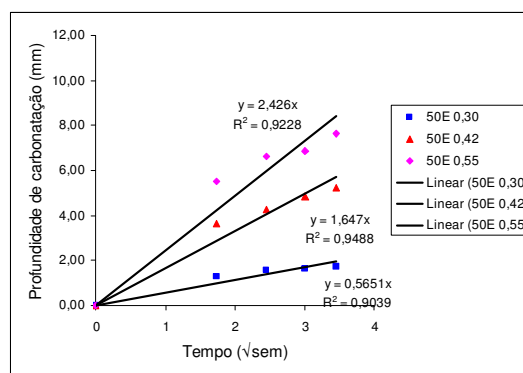
Tabela 6.13 - Profundidades de carbonatação para os diferentes períodos de exposição e o coeficiente de carbonatação das misturas compostas com cimento Portland branco.

Mistura	a/agl	Profundidade carbonatação (mm) x semanas					KCO ₂
		0	3	6	9	12	(mm/√sem)
REF	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,100 ⁽¹⁾
	0,42	0,00	2,74	3,71	4,17	4,82	1,435
	0,55	0,00	4,41	5,19	5,77	6,29	1,982
50E	0,30	0,00	1,29	1,58	1,63	1,72	0,565
	0,42	0,00	3,65	4,25	4,83	5,25	1,647
	0,55	0,00	5,51	6,61	6,86	7,64	2,426
50A	0,30	0,00	1,73	2,15	2,29	2,35	0,776
	0,42	0,00	3,40	4,65	5,20	5,81	1,767
	0,55	0,00	5,96	7,40	7,54	8,05	2,632
70E	0,30	0,00	2,08	2,46	2,70	3,04	0,942
	0,42	0,00	3,93	4,98	5,87	6,50	1,971
	0,55	0,00	6,87	7,61	8,03	8,56	2,809

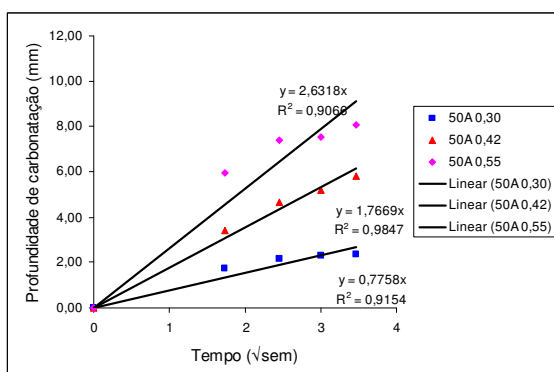
⁽¹⁾ Como não foi obtida profundidade de carbonatação pelo método adotado, foi atribuído o valor de 0,100 para os cálculos das equações de carbonatação.



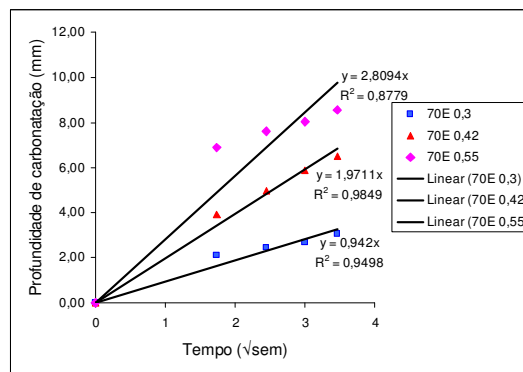
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 6.13 - Determinação do coeficiente Kc a partir das profundidades carbonatadas - CPB. (a) Referência, (b) 50E, (c) 50A e (d) 70E

Na figura 6.14 são apresentados os coeficientes de carbonatação, para todas as misturas, e as respectivas relações a/agl adotadas.

Constata-se que, para a mistura de referência, com relação a/agl 0,30, não foi detectada carbonatação pelo método adotado. Para esta mesma mistura, quando se passa da relação a/agl 0,42 para 0,55, o coeficiente de carbonatação aumenta 38%. Para a mistura 50E, ao se aumentar a relação a/agl de 0,30 para 0,42, e desta para 0,55 o aumento no coeficiente de carbonatação foi de 192% e 47%, respectivamente. Com a mistura 50A, o aumento no coeficiente de carbonatação quando se passou da relação a/agl 0,30 para 0,42 foi de 128%, e quando se passou desta última para 0,55 o aumento foi de 49%. Para a mistura 70E, o coeficiente de carbonatação aumentou 109% e 43% ao se passar da relação a/agl 0,30 para 0,42 e 0,55, respectivamente. Para a relação a/agl 0,30, os coeficientes de carbonatação das misturas 50A e 70E foram, respectivamente, 37% e 67% maiores que aqueles obtidos para a mistura 50E. Para a relação a/agl 0,42, as misturas 50E, 50A e 70E apresentaram coeficientes de carbonatação, respectivamente, 15%, 23% e 37% maiores que aqueles apresentados pela mistura de referência.

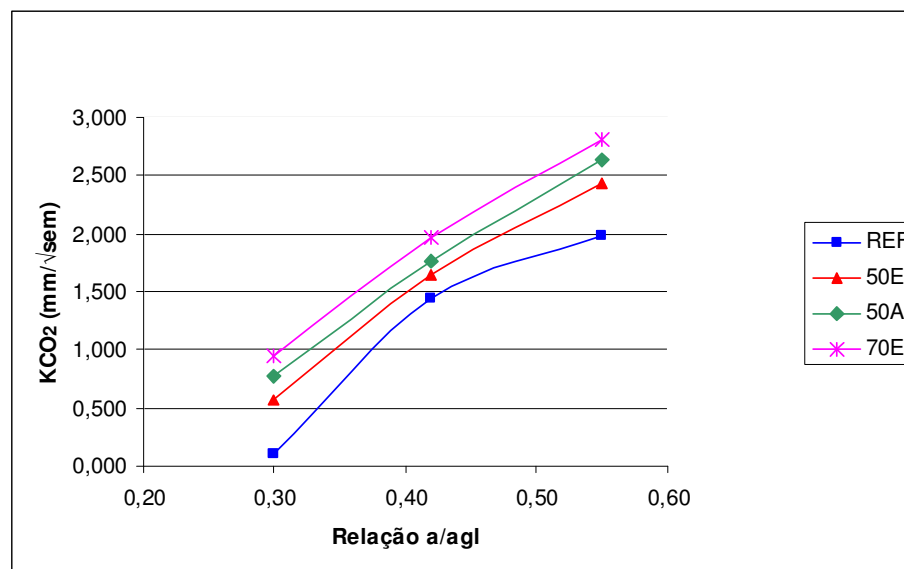


Figura 6.14 - Coeficiente de carbonatação x relação a/agl - CPB

O uso do ativador químico promoveu um incremento no coeficiente de carbonatação de 7%, e o aumento no teor de escória (50% para 70%), um

acréscimo de 20%. Com a relação a/agl 0,55, os coeficientes de carbonatação, obtidos para as misturas 50E, 50A e 70E ficaram, respectivamente, 22%, 33% e 42% acima daqueles atingidos pela mistura de referência. Para esta mesma relação a/agl, a utilização do ativador químico, com 50% de escória, resultou em incremento no coeficiente de carbonatação de 9% e, aumentando no teor de escória para 70%, um acréscimo de 16%.

Na figura 6.15 estão apresentados os coeficientes de carbonatação, em função do teor de adição, para as três relações a/agl adotadas. Nela é possível perceber que, para a mesma relação a/agl, a carbonatação aumenta à medida que se aumenta o teor de adição de escória de alto forno, e também observa-se o maior coeficiente de carbonatação, na mistura com ativador químico, em relação àquela com mesmo teor de escória, porém, sem ativador.

Todas as misturas investigadas, seguiram a mesma tendência observada por outros autores (CUNHA e HELENE, 2001 e CASTRO *et al.*, 2004), que pesquisaram o mesmo fenômeno, porém, em concretos de cimento Portland cinza CP V ARI: as profundidades de carbonatação, para uma determinada mistura, aumentam na proporção em que se aumenta a relação a/agl e/ou o teor de adição.

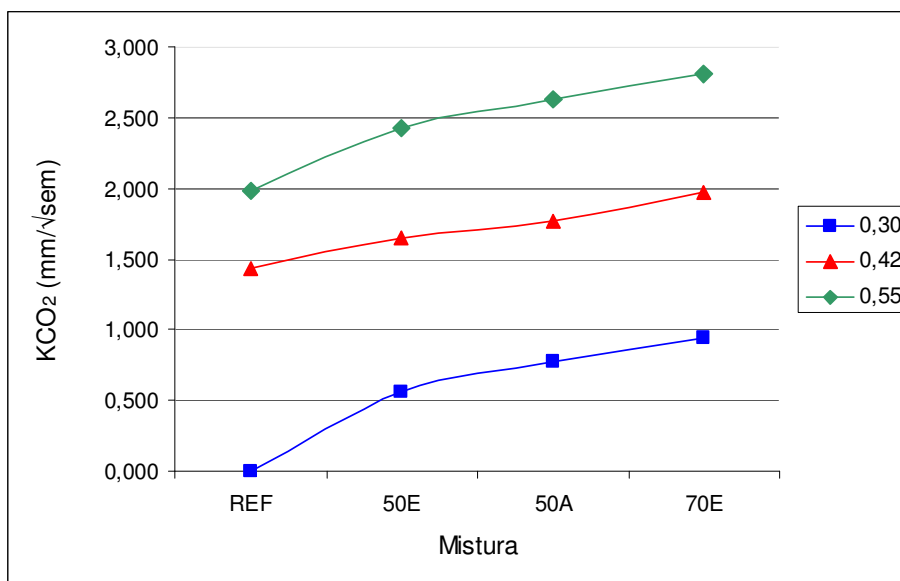


Figura 6.15 - Coeficiente de carbonatação x teor de adição - CPB

Sperb (2003) e Stumpp (2003) observaram aumento nos coeficientes de carbonatação de misturas com 70% de adição de escória de alto forno, em relação aos obtidos para a mistura de referência, e este aumento foi mais pronunciado nas menores relações a/agl, coerente com o observado na tabela 6.13 e figura 6.15.

Sakai *et al.* (1992), investigando amostras submetidas a uma concentração de 10% de CO₂, com relações a/agl 0,44 e 0,63, obtiveram coeficiente de carbonatação, em média, 64% maior em misturas contendo 70% de adição de escória, em relação àquelas com teor de 50%. Os autores concluíram que, com um aumento no teor de escória, a profundidade de carbonatação aumenta. No caso do cimento adotado em sua pesquisa (moderado calor de hidratação), com teores de adição de 50% e 70%, as profundidades de carbonatação, após 13 semanas, foram, respectivamente, de 17,7 mm e 26,2 mm, ou seja, aumentando-se em 20% o teor de adição, a profundidade carbonatada aumenta em torno de 50%.

Litvan & Meyer (1986) registraram que, a carbonatação em concretos, usando cimento com 65% de adição de escória, atingiram profundidade de 40 mm após 20 anos de exposição natural.

Estudos de campo anteriores (OSBORNE, 1989 e THOMAS *et al.*, 1990 *apud* OSBORNE, 1999) mostraram que, estruturas com 50% de escória, atingiram resistência à carbonatação similar àquelas atingidas com concretos de cimento Portland, de composições equivalentes, na maior parte de ambientes internos e externos, porém, a carbonatação foi maior em concretos com 70% de escória, especialmente se associado a um microclima protegido ou seco. Após 5 anos de exposição, concretos com 70% de escória de alto forno, atingiram profundidades de carbonatação em torno de 5 mm, comparado com profundidades entre 1 a 1,5 mm, para concretos com 50% de adição de escória (OSBORNE, 1999).

Osborne & Connell (2000), comparando cubos de concreto produzidos com teores de escória de alto forno de 0%, 30%, 50% e 70%, armazenados em ambiente industrial, obtiveram resultados que mostram que aquelas amostras de concreto com 100% de cimento Portland normal, ou com 50% de adição de escória, dificilmente carbonataram, embora a profundidade de carbonatação nas amostras com 70% de escória tenha atingido de 5 a 6 mm em 2,5 anos.

Collepari *et al.* (2004) investigaram concretos com teores de escória de alto forno, variando entre 15% e 50% com relações a/agl 0,40, 0,50, 0,60 e 0,70. Os autores constataram que, para uma dada relação a/agl, há um aumento na taxa de

carbonatação dos concretos com adições minerais, exceto quando o teor de escória é relativamente baixo (15%). Contudo, quando a comparação da taxa de carbonatação é realizada em igualdade de resistência à compressão, aos 28 dias, em média de 42,5 MPa, não existe diferença significativa entre concretos com cimento Portland e aqueles com teor de adição de escória de até 50%.

Sagawa *et al.* (2004), compararam concretos de alta resistência, produzidos com cimento Portland de alta resistência inicial, e escória de alto forno com finura de 6000 cm²/g, nos teores de 0% e 50%, com relações a/agl 0,35 e 0,40, respectivamente, curadas por 0, 3, 7 e 28 dias. As amostras foram submetidas a um ensaio de carbonatação acelerada, com concentração de 7% de CO₂, temperatura de 40 °C e umidade relativa de 60%, iniciado 42 dias após a moldagem. Os autores concluíram que, para a mesma mistura e relação a/agl, as profundidades de carbonatação diminuiram com o aumento do tempo de cura úmida. Para as amostras que não foram curadas em água, após 45 semanas de ensaio acelerado, a mistura com 50% de escória e relação a/agl 0,35 apresentou o dobro da profundidade carbonatada, atingida pela mistura de referência, com relação a/agl 0,40. Comparando as mesmas misturas e relações a/agl, porém, curadas em água por 3 dias, os autores observaram que, apesar da maior profundidade carbonatada ter sido apresentada pela mistura com adição, o valor se aproximou daquele obtido pela mistura de referência, e quando as mesmas misturas e relações a/agl, curadas em água por 28 dias, foram comparadas, a carbonatação dificilmente foi observada.

Os coeficientes de carbonatação cresceram à medida que o teor de adição foi incorporado e aumentado. Também aumentaram, com a adoção do ativador químico. Isto indica que, apesar de promover melhorias na estrutura dos poros, tornando-a mais densa e compacta, o uso de adições minerais consome o hidróxido de cálcio nas reações pozolânicas, e com isto, o pH do concreto é rebaixado a níveis que permitem a instalação do mecanismo da carbonatação.

A figura 6.16 apresenta uma correlação entre o volume total de intrusão de mercúrio e o coeficiente de carbonatação, para todas as misturas estudadas. Observa-se, para todas as misturas investigadas, aumento no coeficiente de carbonatação à medida que aumentou o volume total de intrusão de mercúrio. Contudo, verifica-se, para um mesmo volume de intrusão, diferentes valores de coeficientes de carbonatação, o que mostra que este fenômeno, além de estar relacionado à estrutura dos poros, depende também da composição química dos

aglomerantes, pois, de acordo com seu teor de cálcio, haverá formação de maior ou menor quantidade de hidróxido de cálcio, que influenciará diretamente no pH do concreto.

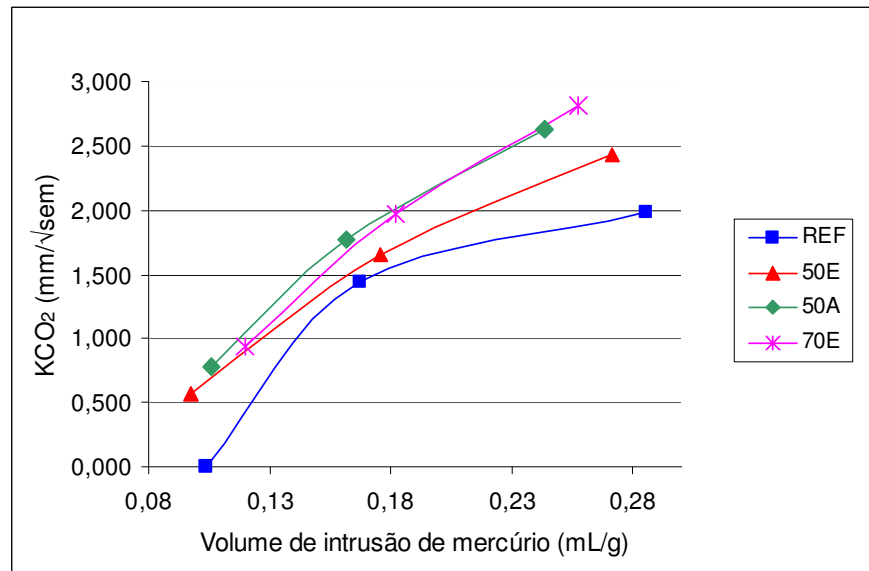


Figura 6.16 - Coeficiente de carbonatação x porosidade (CPB)

6.3.3.1 - Carbonatação acelerada no concreto de cimento Portland branco em igualdade de resistência

A tabela 6.14 apresenta as equações de correlação linear e o coeficiente de determinação (R^2) de cada mistura investigada, obtidas a partir dos valores de resistência à compressão e dos coeficientes de carbonatação, referentes às relações a/agl 0,30, 0,42 e 0,55, apresentadas, respectivamente, nas tabelas 6.1 e 6.13. Dessa forma, com os níveis de resistência à compressão adotados, de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa, foram calculados os coeficientes de carbonatação, para os referidos níveis de resistência, apresentados na tabela 6.15.

Na figura 6.17 é apresentada a correlação entre o coeficiente de carbonatação e a resistência à compressão, e na figura 6.18, a correlação entre o coeficiente de carbonatação e as relações a/agl , para os níveis de resistência especificados.

Tabela 6.14 - Equações de correlação linear das misturas de CPB

Mistura	Equações de correlação linear	
	Equações	R ²
Ref	$y = -0,0679x + 5,113$	0,94
50E	$y = -0,0518x + 4,1294$	1,00
50A	$y = -0,0865x + 6,1938$	0,97
70E	$y = -0,0638x + 4,7788$	0,95

Tabela 6.15 - Valores dos coeficientes de carbonatação em igualdade de resistência e suas respectivas relações a/agl (CPB)

Mistura	Resistência (MPa)	a/agl	Kc (mm/√sem)
Ref	45	0,54	2,058
	55	0,44	1,379
	65	0,36	0,700
50E	45	0,44	1,798
	55	0,37	1,280
	65	0,32	0,762
50A	45	0,50	2,301
	55	0,38	1,436
	65	0,28	0,571
70E	45	0,41	1,908
	55	0,33	1,270
	65	0,26	0,632

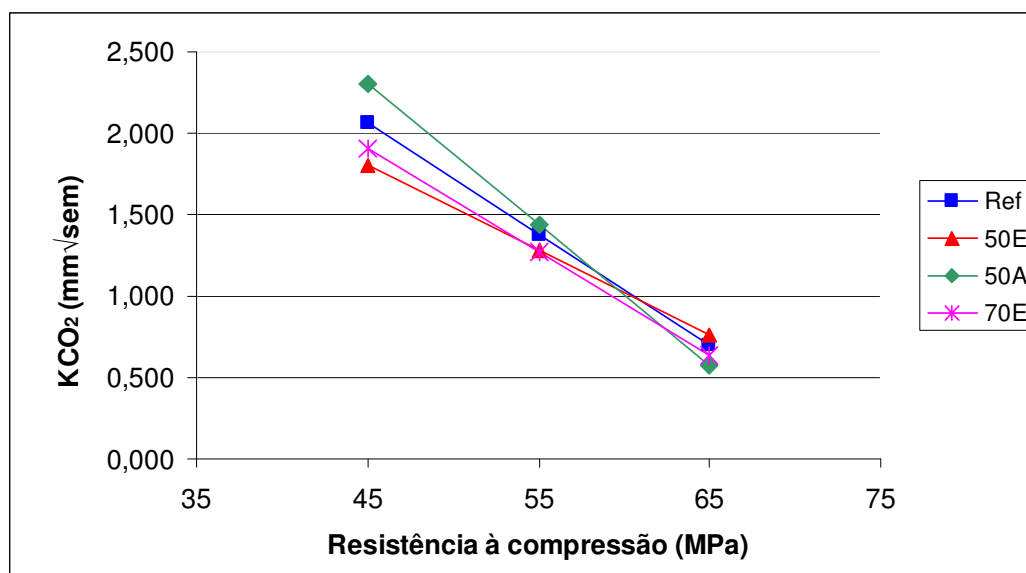


Figura 6.17 - Coeficiente de carbonatação x resistência à compressão - CPB. Níveis de resistência adotados de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa

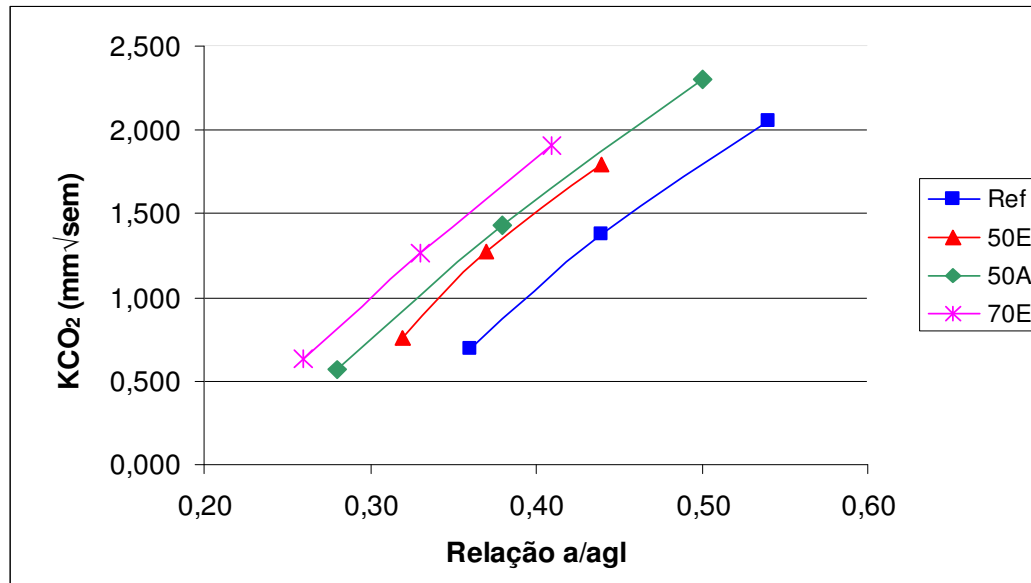


Figura 6.18 - Coeficiente de carbonatação x relação a/agl - CPB. Níveis de resistência adotados de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa

Nas figuras 6.17 e 6.18 é possível observar que, para o nível de resistência de 45 MPa, a mistura que apresentou o menor coeficiente de carbonatação, foi a 50E. As misturas 70E, Ref e 50A apresentaram resultados, respectivamente, 6%, 14% e 28% superiores àqueles obtidos pela mistura 50E. Observa-se, na tabela 6.15 e figura 6.18, que esta resistência foi atingida pela mistura 50E, adotando-se uma relação a/agl 0,44. Para atingir esta mesma resistência, as misturas 70E, Ref e 50A necessitaram de relações a/agl 0,54, 0,41 e 0,44, respectivamente.

Para o nível de resistência de 55 MPa, o menor valor do coeficiente de carbonatação foi obtido pela mistura 70E. As misturas 50E, Ref e 50A apresentaram valores 1%, 9% e 13%, maiores que o obtido pela mistura 70E. Para atingir este nível de resistência, a mistura 70E necessitou de uma relação a/agl 0,33, enquanto as misturas 50E, Ref e 50A, necessitaram de maiores relações a/agl: 0,37, 0,44 e 0,38, respectivamente. A mistura com a relação a/agl mais baixa, obteve o menor coeficiente de carbonatação para este nível de resistência.

Analisando os coeficientes de carbonatação, obtidos pelas misturas investigadas, para o nível de resistência 65 MPa, observa-se, que a mistura que atingiu o menor valor foi a 50A. As misturas 70E, Ref e 50E, apresentaram coeficientes de carbonatação, respectivamente, 11%, 23% e 33% maiores que o obtido pela mistura 50A. As relações a/agl necessárias para que as misturas 50A,

70E, Ref e 50E atingissem os 65 MPa foram, respectivamente, 0,28, 0,26, 0,36 e 0,32.

Assim, constata-se que, para os níveis de resistência à compressão, de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa, os menores coeficientes de carbonatação foram obtidos, respectivamente, pelas misturas 50E, 70E e 50A.

6.3.4 - Carbonatação acelerada no concreto de cimento Portland CP V ARI

Para efeitos de comparação, também foram moldados e submetidos à carbonatação acelerada, corpos-de-prova de concreto de cimento CP V ARI, com adição de escória de alto forno, com e sem ativador químico. Na tabela 6.16, estão apresentados os valores das profundidades e seus respectivos coeficientes de carbonatação, obtidos através da inclinação da reta da regressão linear, das profundidades carbonatadas, apresentadas na figura 6.19.

Tabela 6.16 - Profundidades de carbonatação para os diferentes períodos de exposição e o coeficiente de carbonatação das misturas compostas com cimento Portland CP V ARI.

Mistura	a/agl	Profundidade carbonatação (mm) x semana					KCO ₂ (mm/√sem)
		0	3	6	9	12	
REF V	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,100 ⁽¹⁾
	0,42	0,00	1,19	1,99	2,13	2,62	0,747
	0,55	0,00	1,57	2,23	2,78	3,19	0,919
50E V	0,30	0,00	0,99	1,30	1,45	1,83	0,519
	0,42	0,00	2,07	3,25	3,97	5,13	1,374
	0,55	0,00	2,54	4,06	5,87	6,39	1,803
50A V	0,30	0,00	1,37	1,78	2,04	2,37	0,702
	0,42	0,00	2,22	3,90	4,68	5,91	1,597
	0,55	0,00	2,92	5,86	6,96	7,63	2,224

⁽¹⁾ Como não foi obtida profundidade de carbonatação pelo método adotado, foi atribuído o valor de 0,100 para os cálculos das equações de carbonatação.

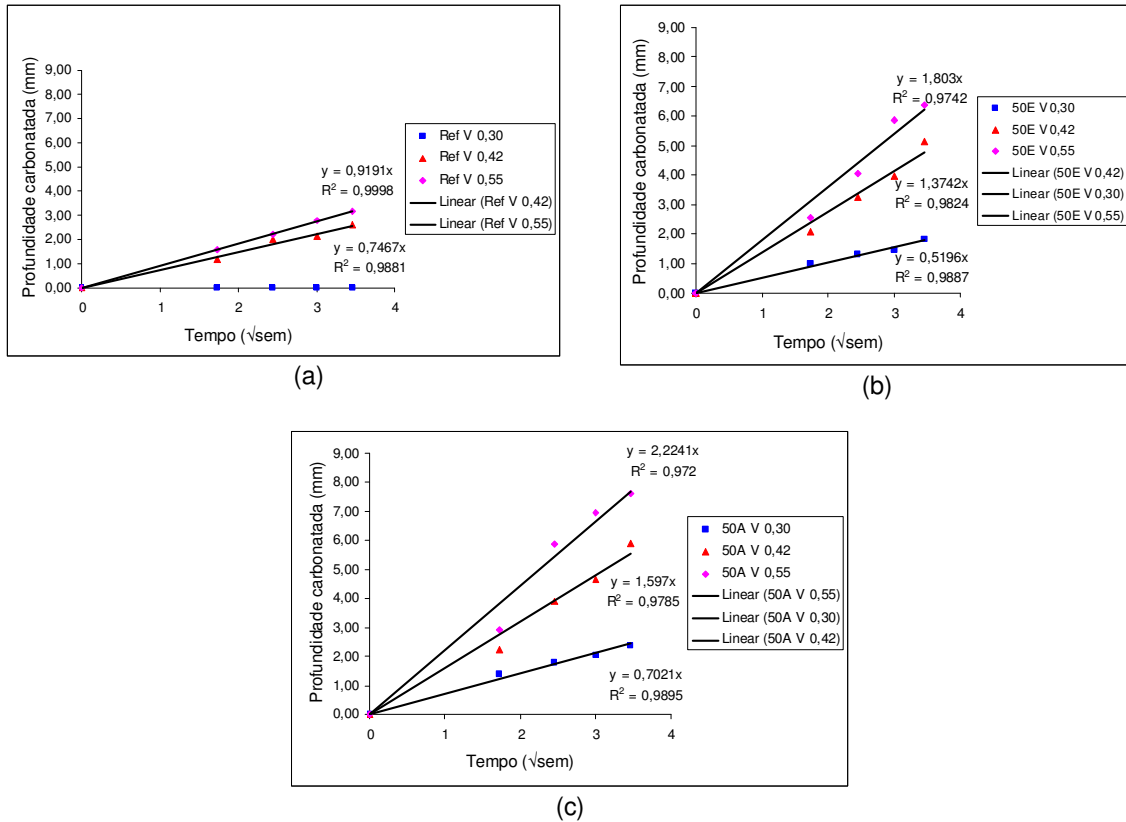


Figura 6.19 - Determinação do coeficiente K_c a partir das profundidades carbonatadas. CP V ARI. (a) Ref V, (b) 50E V, (c) 50A V

Na figura 6.20, são apresentados os coeficientes de carbonatação, para todas as misturas, e as respectivas relações a/agl adotadas. Verifica-se que, os mesmos crescem com o aumento da relação a/agl e com o uso de adições e do ativador químico.

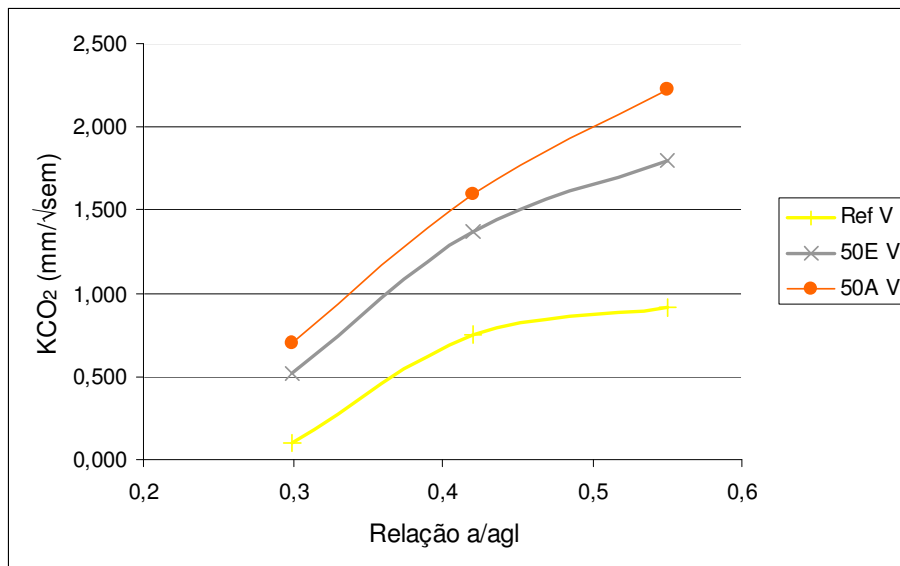


Figura 6.20 - Coeficiente de carbonatação x relação a/agl - CP V ARI

A exemplo do que ocorreu com o concreto de cimento Portland branco, não foi detectada profundidade de carbonatação, para a mistura de referência e relação a/agl 0,30, pelo método adotado. Para esta mesma mistura, quando se passa da relação a/agl 0,42 para 0,55, o coeficiente de carbonatação aumenta 23%. Para a mistura 50E V, ao se aumentar a relação a/agl de 0,30 para 0,42, e desta para 0,55 o aumento no coeficiente de carbonatação foi de 165% e 31%, respectivamente. Com a mistura 50A V, o aumento no coeficiente de carbonatação quando se passou da relação a/agl 0,30 para 0,42, foi de 127%, e quando se passou desta última para 0,55 o aumento foi de 39%.

Para a relação a/agl 0,30, o coeficiente de carbonatação, atingido pela mistura 50A V, ficou 35% acima daquele apresentado pela mistura 50E V. Na relação a/agl 0,42, as misturas 50E V e 50A V, apresentaram coeficientes de carbonatação, respectivamente, 84% e 114%, superiores aos obtidos pela mistura Ref V. Para a relação a/agl 0,55, os coeficientes de carbonatação, atingidos pelas misturas 50E V e 50A V, ficaram 96% e 142%, respectivamente, acima daqueles obtidos para a mistura de referência.

Na figura 6.21 estão apresentados os coeficientes de carbonatação, em função do teor de adição, para as três relações a/agl adotadas, onde é possível perceber que, para a mesma relação a/agl, a carbonatação aumenta à medida que aumenta-se o teor de adição de escória de alto forno e, também, observa-se o maior

coeficiente de carbonatação, na mistura com ativador químico, em relação àquela com mesmo teor de escória, porém, sem ativador.

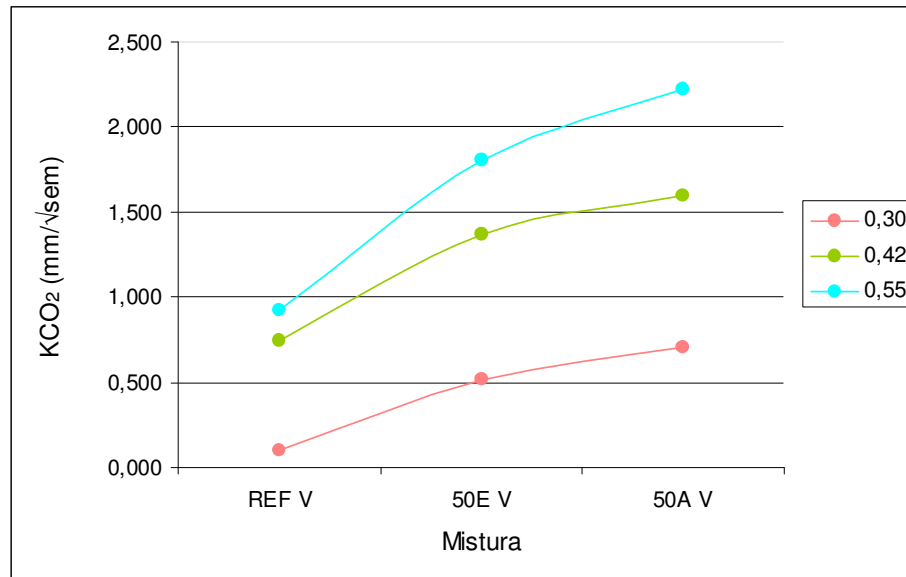


Figura 6.21 - Coeficiente de carbonatação x teor de adição - CP V ARI

Sperb (2003), Stumpp (2003), Costa *et al.* (2005) e Dalla Lana (2005), em suas pesquisas sobre carbonatação, verificaram que, as profundidades carbonatadas, aumentaram com o aumento da relação a/agl e do teor de adição.

Nakamoto e Togawa (1995), submetendo amostras de concreto com adição de escória de alto forno de finura Blaine de $6000 \text{ cm}^2/\text{g}$, a uma concentração de CO_2 de 7% e relação a/agl 0,57, verificaram aumento de 117% e 284% nos coeficientes de carbonatação, respectivamente, para os concretos com adição de 50% e 70% de escória de alto forno, em relação ao concreto de referência, conforme apresentado na figura 6.22. Os mesmos autores concluíram que, a profundidade de carbonatação, decresce com o aumento da finura da escória, conforme apresentado na figura 6.23.

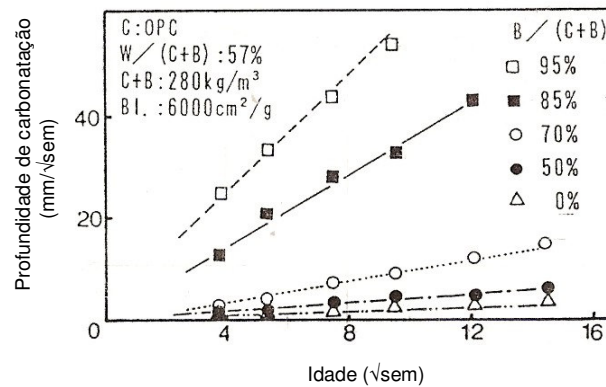


Figura 6.22 - Avanço da carbonatação (ensaio acelerado). Fonte: Nakamoto e Togawa (1995)

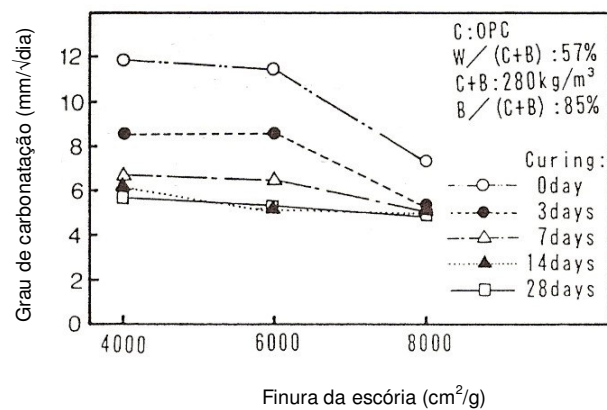


Figura 6.23 - Relação entre a finura da escória de alto forno e grau de carbonatação. Fonte: Nakamoto e Togawa (1995)

Horiguchi *et al.* (1994), realizando ensaios de carbonatação acelerada com concentração de 5% de CO₂, em concretos com relação a/agl 0,50, observaram aumento de 388% no coeficiente de carbonatação, de misturas com 70% de adição de escória, em relação à mistura de referência. Os mesmos autores relataram que, em concretos com teores de adição entre 60% e 70%, o grau de carbonatação cresce rapidamente.

6.3.4.1 - Carbonatação acelerada no concreto de cimento Portland cinza em igualdade de resistência

A tabela 6.17 apresenta as equações de correlação linear e o coeficiente de determinação (R^2) de cada mistura investigada, obtidas a partir dos valores de resistência à compressão e dos coeficientes de carbonatação, referentes às relações a/agl 0,30, 0,42 e 0,55, apresentadas, respectivamente, nas tabelas 6.5 e 6.16. Dessa forma, com os níveis de resistência à compressão adotados, de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa, foram calculados os coeficientes de carbonatação, para os referidos níveis de resistência, apresentados na tabela 6.18.

Na figura 6.24 é apresentada a correlação entre o coeficiente de carbonatação e a resistência à compressão, e na figura 6.25 a correlação entre o coeficiente de carbonatação e as relações a/agl, para os níveis de resistência especificados.

Tabela 6.17 - Equações de correlação linear das misturas de CPV

Mistura	Equações de correlação linear	
	Equações	R^2
Ref V	$y = -0,0302x + 2,3368$	0,93
50E V	$y = -0,047x + 3,7697$	0,98
50A V	$y = -0,0585x + 4,8134$	1,00

Tabela 6.18 - Valores dos coeficientes de carbonatação em igualdade de resistência e suas respectivas relações a/agl (CPV)

Mistura	Resistência (MPa)	a/agl	Kc (mm/ $\sqrt{\text{sem}}$)
Ref V	45	0,54	0,978
	55	0,44	0,676
	65	0,35	0,374
50E V	45	0,50	1,655
	55	0,40	1,185
	65	0,32	0,715
50A V	45	0,54	2,181
	55	0,43	1,596
	65	0,34	1,011

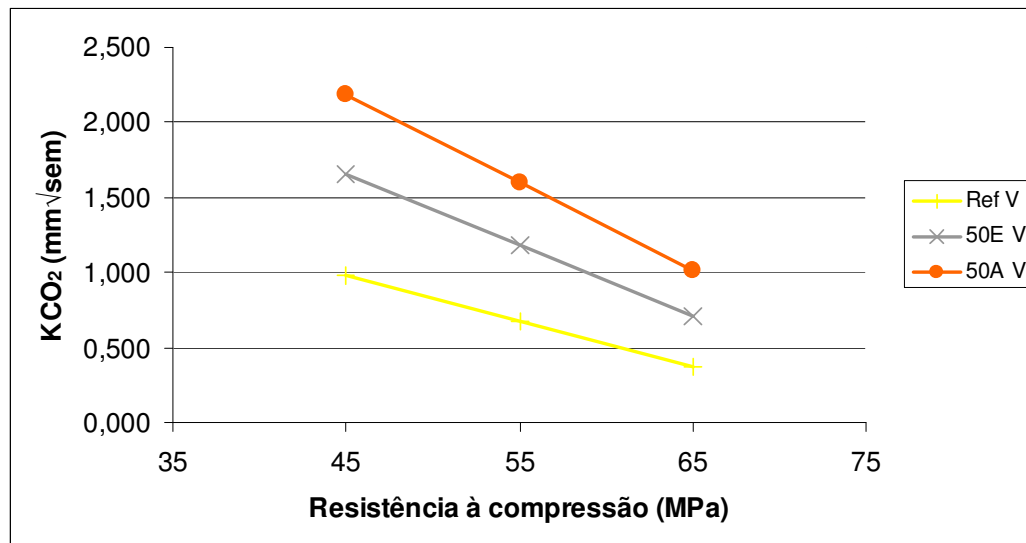


Figura 6.24 - Coeficiente de carbonatação x resistência à compressão - CPV ARI. Níveis de resistência adotados de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa

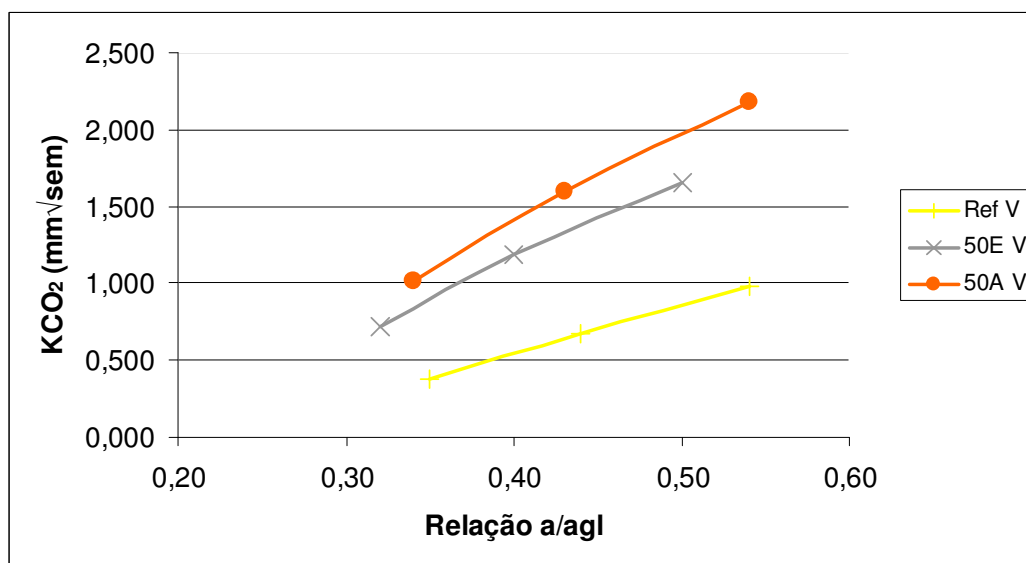


Figura 6.25 - Coeficiente de carbonatação x relação a/agl - CPV ARI. Níveis de resistência adotados de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa

Nas figuras 6.24 e 6.25 é possível observar que, para o nível de resistência de 45 MPa, a mistura que apresentou o menor coeficiente de carbonatação, foi a Ref V. As misturas 50E V, e 50A V apresentaram resultados, respectivamente, 69%, 123% superiores àqueles obtidos pela mistura Ref V. Observa-se, na tabela 6.18 e figura 6.25, que esta resistência foi atingida pela mistura Ref V, adotando-se uma relação a/agl 0,54. Para atingir esta mesma resistência, as misturas 50E V, e 50A V

necessitaram de relações a/agl 0,50 e 0,54, respectivamente. As misturas Ref V e 50A V atingiram este nível de resistência com a mesma relação a/agl, porém, o coeficiente de carbonatação, para a mistura ativada quimicamente, é mais de duas vezes superior àquele para a mistura de referência.

Para o nível de resistência de 55 MPa, o menor valor do coeficiente de carbonatação foi obtido pela mistura Ref V. As misturas 50E V e 50A V apresentaram valores, respectivamente, 75%, e 136%, maiores que o obtido pela mistura de referência. Para atingir este nível de resistência, as misturas Ref V, 50E V e 50A V, necessitaram, respectivamente, de relações a/agl 0,44, 0,40 e 0,43. A mistura com a relação a/agl mais alta, obteve o menor coeficiente de carbonatação para este nível de resistência.

Analisando os coeficientes de carbonatação, obtidos pelas misturas investigadas, para o nível de resistência 65 MPa, observa-se, que a mistura que atingiu o menor valor foi a Ref V. As misturas 50E V e 50A V, apresentaram coeficientes de carbonatação, respectivamente, 91% e 170% maiores que o obtido pela mistura Ref V. As relações a/agl necessárias para que as misturas Ref V, 50E V e 50A V atingissem os 65 MPa foram, respectivamente, 0,35, 0,32 e 0,34. Apesar das misturas Ref V e 50A V atingirem este nível de resistência, com relações a/agl muito próximas, o coeficiente de carbonatação apresentado pela mistura ativada quimicamente, é quase o triplo do coeficiente da mistura de referência.

Assim, constata-se que, para os níveis de resistência à compressão adotados, de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa, os menores coeficientes de carbonatação, foram obtidos para a mistura de referência.

Sperb (2003) comparou concretos de cimento Portland comum, com misturas contendo 70% de adição de escória, com e sem ativador químico Na_2SO_4 , com as relações a/agl 0,35, 0,50 e 0,65, submetendo as amostras a uma câmara de carbonatação acelerada com 10% de CO_2 , temperatura de $23\pm 1^\circ\text{C}$ e umidade relativa de $75\pm 1\%$. Os resultados obtidos mostraram que, para a relação a/agl 0,35, o coeficiente de carbonatação aumentou, quando o teor de escória passou de 0% para 70% e, para este mesmo teor, ao se utilizar o ativador químico, o coeficiente aumentou ainda mais. Com as relações a/agl 0,50 e 0,65, ao se adotar um teor de 70% de escória, o coeficiente de carbonatação aumentou em relação ao obtido pela mistura de referência, porém, ao se adicionar o ativador químico, para o mesmo teor de escória, o coeficiente reduziu.

Bakharev *et al.* (2001) comparou concreto produzido com cimento Portland normal, com relação a/agl 0,50 com uma mistura utilizando apenas escória ativada quimicamente, com silicato de sódio e hidróxido de sódio, com relação a/agl 0,40. Os resultados obtidos no ensaio de carbonatação acelerada, com uma atmosfera com concentração de 20% de CO₂ e umidade relativa de 70%, mostraram que, após 4 meses a profundidade de carbonatação, no concreto com escória ativada, foi de 12,0 mm, enquanto que o concreto de referência atingiu profundidade de 4,0 mm.

6.3.5 - Comparação dos resultados de carbonatação obtidos com CPB e CPV

Nas figuras 6.26 , 6.27 e 6.28, estão apresentadas as comparações entre os coeficientes de carbonatação, obtidos pelos concretos de cimento Portland cinza e branco.

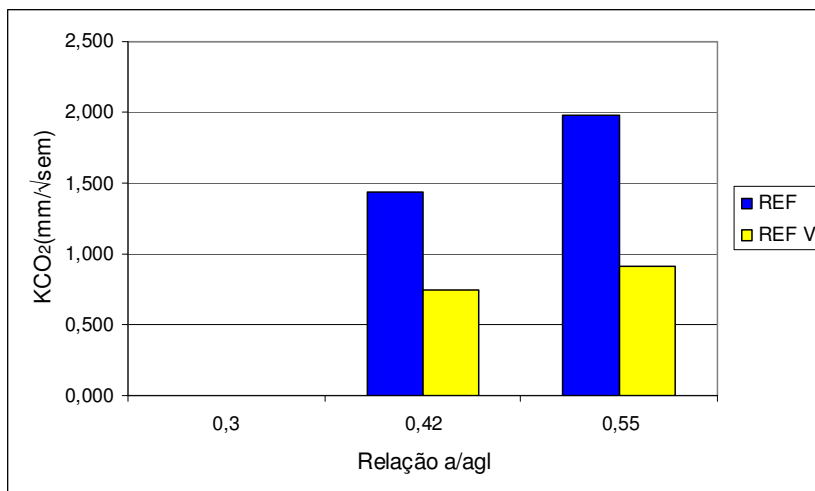


Figura 6.26 - Coeficiente de carbonatação Ref (CPB) x Ref V (CP V ARI)

Através da figura 6.26, é possível comparar os coeficientes de carbonatação para as misturas de referência, produzidas com cimento Portland branco e cinza. Para a relação a/agl 0,30 a carbonatação é nula. Para as relações a/agl 0,42 e 0,55 o concreto branco apresentou coeficientes de carbonatação, respectivamente, 92% e 116% maiores que os obtidos pelo concreto cinza.

Comportamento semelhante foi observado por Kirchheim (2003), que submeteu amostras de concreto produzidas com cimento Portland branco (CPB1¹) e cinza (CPV), ambos sem adições, com relações a/agl 0,40, 0,50 e 0,60, a uma concentração de 5% de CO₂. A autora obteve maiores profundidades de carbonatação, para os concretos de cimento Portland branco em relação às misturas produzidas com o cimento cinza. Para a relação a/agl 0,40, não foi detectada profundidade de carbonatação. Na relação a/agl 0,50, a diferença entre as profundidades atingidas foi mais significativa, e com a relação a/agl 0,60, as profundidades ficaram mais próximas. Logo, à medida que aumentou a relação a/agl, a diferença entre as profundidades carbonatadas diminuiu, contrário ao obtido na atual pesquisa, em que, quanto maior a relação a/agl, maior a diferença das profundidades de carbonatação do concreto branco em relação ao cinza.

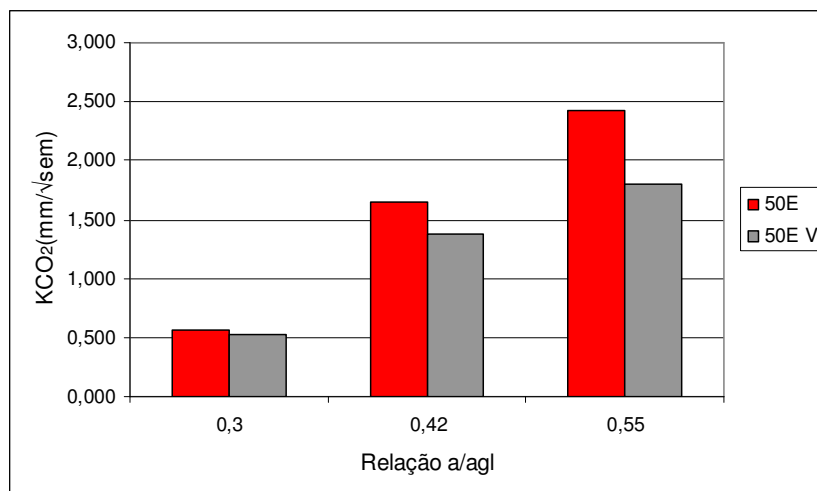


Figura 6.27 - Coeficiente de carbonatação 50E (CPB) x 50E V (CP V ARI)

Da análise da figura 6.27, observa-se que, os coeficientes de carbonatação das misturas com 50% de adição de escória de alto forno, para o concreto branco, são maiores que aqueles obtidos para o concreto cinza, apresentando valores 9%, 20% e 35% superiores àqueles apresentados para o concreto cinza, respectivamente para as relações a/agl 0,30, 0,42 e 0,55.

¹ A comparação dos resultados é realizada com o cimento CPB1, pois entre os quatro tipos de cimento Portland branco adotados pela autora, este é o que apresenta as características químicas, físicas e mecânicas mais próximas do CPB 40, adotado nesta pesquisa.

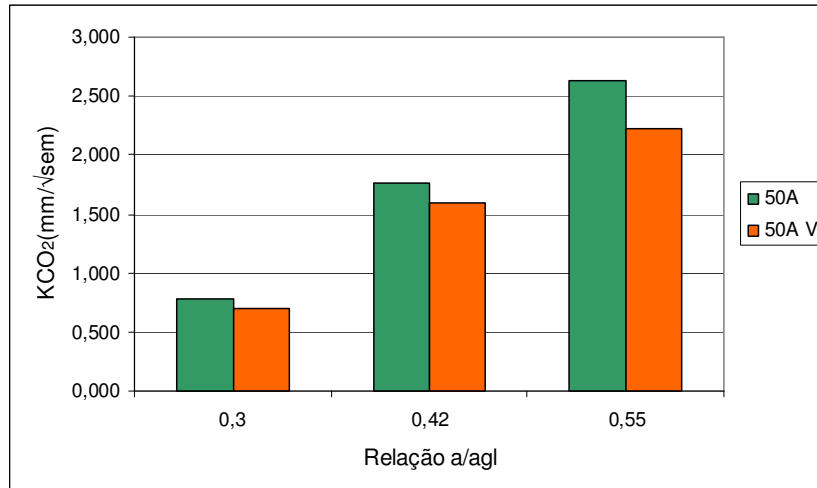


Figura 6.28 - Coeficiente de carbonatação 50A (CPB) x 50A V (CP V ARI)

Da figura 6.28 observa-se que, para os concretos cinza e branco, com adição de 50% de escória de alto forno e ativadas quimicamente, o comportamento foi semelhante: os coeficientes de carbonatação obtidos pelo concreto branco foram 11%, 11% e 18% superiores àqueles obtidos pelo concreto cinza, respectivamente, para as relações a/agl 0,30, 0,42 e 0,55.

Conforme visto nesta pesquisa, os coeficientes de carbonatação, em misturas com adição de 50% e 70% de escória de alto forno, apresentaram diferenças significativas em relação àquelas apresentadas pela mistura de referência, aumentando na proporção direta à relação a/agl e teor de adição. Isto sugere que existe um limite para o teor de adição de escória. Porém, outros fatores devem ser levados em consideração, para avaliar a durabilidade dos concretos, entre eles, a finura da escória e a cura, ambas de importância fundamental na formação da estrutura do concreto. Os fatores ambientais, como concentração de CO_2 , temperatura e umidade relativa, também influenciam diretamente na intensidade da carbonatação. Outro fator determinante no processo da carbonatação é o uso de ativador químico, cuja utilização, provoca uma aceleração das reações pozolânicas, que consomem o CH, e em conseqüência, permitem que o avanço da frente de carbonatação ocorra de maneira mais intensa.

6.3.5.1 - Comparação da carbonatação dos concretos cinza e branco em igualdade de resistência

A figura 6.29 apresenta uma comparação entre os coeficientes de carbonatação obtidos pelas misturas compostas de concretos branco e cinza, para as classes de resistência adotadas, de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa.

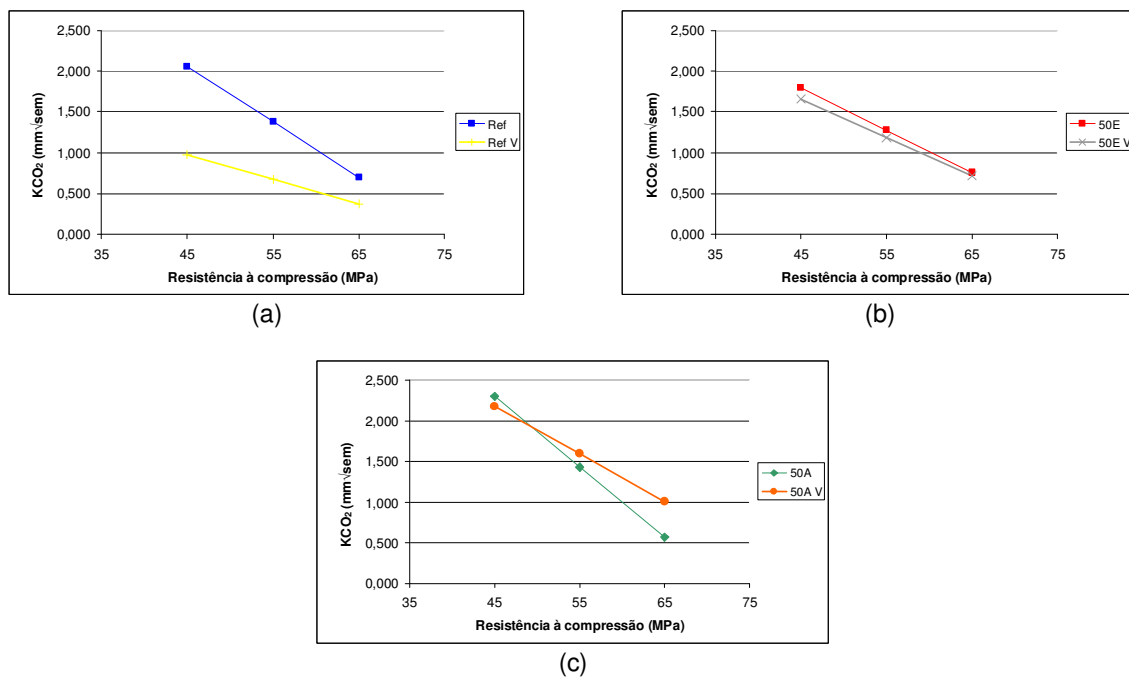


Figura 6.29 - Coeficiente de carbonatação x resistência à compressão. (a) Ref x Ref V, (b) 50E x 50E V, (c) 50A x 50A V

Na figura 6.29 (a) percebe-se que, para os níveis de resistência de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa, o concreto branco atingiu coeficientes de carbonatação, respectivamente, 110%, 104% e 87%, superiores àqueles obtidos pelo concreto cinza, na comparação entre as misturas de referência. Para as misturas compostas com 50% de escória, figura 6.29 (b), para os níveis de resistência de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa, o concreto branco apresentou coeficientes de carbonatação, respectivamente 9%, 8% e 7% maiores que aqueles obtidos pelo seu correspondente com CPV. Para as misturas compostas com 50% de escória e

ativador químico, o comportamento foi diferente: para o nível de resistência de 45 MPa, o coeficiente de carbonatação atingido pelo concreto branco ficou 6% daquele obtido para o concreto cinza. Para os níveis de resistência de 55 MPa e 65 MPa, o concreto cinza apresentou coeficientes de carbonatação, respectivamente, 11% e 77% superiores àqueles obtidos pelo concreto branco, conforme mostrado na figura 6.29 (c).

A figura 6.30 apresenta a comparação entre os valores dos coeficientes de carbonatação das misturas compostas com CPB e CP V, em função das diferentes relações a/agl, para as misturas de referência (a), com 50% de escória de alto forno (b) e com este mesmo teor de adição e ativador químico (c). Os gráficos mostram a tendência de crescimento do coeficiente de carbonatação, com o aumento da relação a/agl, para todas as misturas, onde também é possível perceber que, para todas as relações a/agl, os coeficientes de carbonatação, obtidos pelo concreto de cimento Portland branco, foram superiores àqueles encontrados para as misturas de cimento cinza.

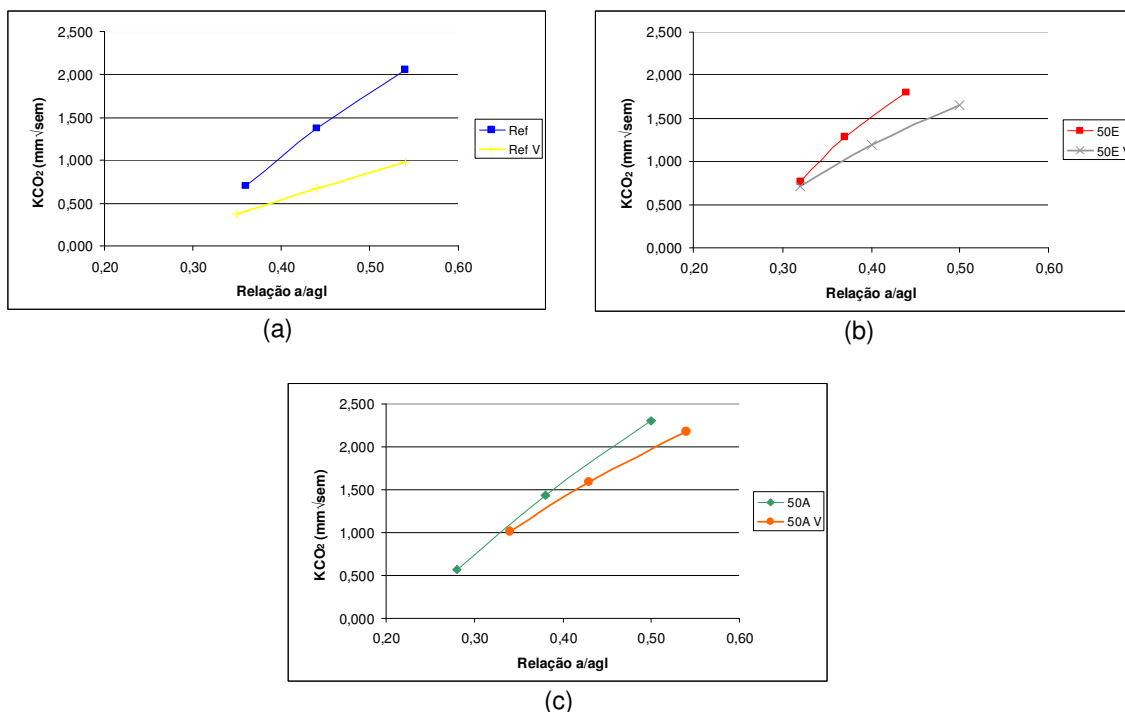


Figura 6.30 - Coeficiente de carbonatação x relação a/agl. (a) Ref x Ref V, (b) 50E x 50E V, (c) 50A x 50A V

6.4 - Análise de custos

Como um dos objetivos desta pesquisa é, também, avaliar a relação custo/benefício das misturas estudadas, além das características técnicas apresentadas até agora, a seguir é realizada uma análise do custo de produção das misturas investigadas. Para realizar esta análise, foram adotados os preços de custo dos insumos praticados comercialmente, conforme apresentados na tabela 6.19.

Tabela 6.19 - Preço de custo dos insumos (janeiro/2008)

Produto	R\$ / kg
Cimento Portland branco	0,63
Cimento Portland CP V - ARI	0,37
Escória de alto forno	0,20
Areia média	0,02
Brita 1	0,03
Sulfato de Sódio	2,50
Superplastificante	13,62

6.4.1 - Análise dos custos em relação a resistência à compressão

Na tabela 6.20 estão apresentados os valores, em R\$/m³, de todas as misturas pesquisadas, de acordo com as relações a/agl adotadas, e suas respectivas resistências à compressão, aos 91 dias.

Tabela 6.20 - Valores em R\$/m³ das misturas pesquisadas em função da resistência à compressão aos 91 dias

Mistura	a/agl	Resistência compressão (MPa)	R\$/m ³
REF	0,30	71,90	393,62
	0,42	58,15	311,21
	0,55	44,17	242,08
50E	0,30	68,80	279,32
	0,42	47,81	221,46
	0,55	32,91	174,51
50A	0,30	61,37	382,79
	0,42	53,25	261,23
	0,55	40,40	205,09
70E	0,30	61,01	235,17
	0,42	40,40	186,46
	0,55	33,56	148,22
REF V	0,30	71,94	266,40
	0,42	57,12	203,60
	0,55	44,48	162,84
50E V	0,30	68,17	238,09
	0,42	53,19	171,35
	0,55	40,65	134,58
50A V	0,30	69,90	346,92
	0,42	55,86	212,48
	0,55	43,81	180,18

A partir dos valores da tabela 6.20, foi possível definir, através de regressões exponenciais, as equações do custo em função da resistência a compressão na idade de 91 dias, e determinar os valores para os níveis de resistência adotados, de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa. A tabela 6.21 apresenta as constantes (A e B) e o coeficiente de determinação (R^2) de cada equação de regressão ($F_{c_{91}}$ versus custo em R\$/m³), das misturas investigadas.

Tabela 6.21 - Constantes da curva de Abrams para a resistência à compressão axial aos 91 dias X custo (R\$/m³)

Mistura	Constantes da equação de Abrams Custo X Resistência à compressão		
	A	B	R ²
Ref	111,8235	0,982621	0,99
50E	115,7782	0,987112	0,99
50A	61,90247	0,971642	0,93
70E	92,79596	0,98459	0,92
Ref V	73,26113	0,982228	0,99
50E V	57,4675	0,979445	0,99
50A V	56,4198	0,974941	0,95

Com as constantes apresentadas na tabela 6.21, foram determinados os custos das misturas, apresentados na tabela 6.22, a partir da equação $C_{Fc} = A/B^x$, onde C_{Fc} representa o custo, em R\$/m³, A e B são as constantes e x, as resistências adotadas, de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa, aos 91 dias. Na tabela 6.22, também estão apresentados os coeficientes de carbonatação, relações a/agl e os valores de absorção capilar, para os níveis de resistência adotados.

Tabela 6.22 - Custo (R\$/m³) das misturas para os níveis de resistência a compressão aos 91 dias adotados

Mistura	Resistência compressão (MPa)	a/agl	Kc (mm ^{1/2} sem)	Absorção capilar (g/m ²)	R\$/m ³
REF	45	0,54	2,680	5429,076	246,13
	55	0,44	0,915	3890,145	293,29
	65	0,36	0,312	2787,441	349,49
50E	45	0,44	1,602	2267,457	207,56
	55	0,37	1,060	1836,375	236,31
	65	0,32	0,702	1487,249	269,03
50A	45	0,50	2,226	1951,601	225,90
	55	0,38	1,274	1606,909	301,21
	65	0,28	0,729	1323,096	401,61
70E	45	0,41	1,734	1690,687	186,65
	55	0,33	1,175	1148,055	218,01
	65	0,26	0,797	779,583	254,64
REF V	45	0,54	1,179	²	164,18
	55	0,44	0,518	²	196,42
	65	0,35	0,227	²	235,00
50E V	45	0,50	1,644	²	146,33
	55	0,40	1,039	²	180,10
	65	0,32	0,657	²	221,68
50A V	45	0,54	2,267	²	176,77
	55	0,43	1,451	²	227,84
	65	0,34	0,929	²	293,66

As figuras 6.31 e 6.32 apresentam os gráficos dos custos, em função dos níveis de resistência, de 45 MPa, 55 MPa e 65 MPa, para as misturas de concreto branco e cinza, respectivamente, onde é possível observar que, os custos aumentam à medida que as resistências a compressão crescem.

² Apenas as amostras moldadas com o cimento Portland branco foram submetidas ao ensaio de absorção capilar.

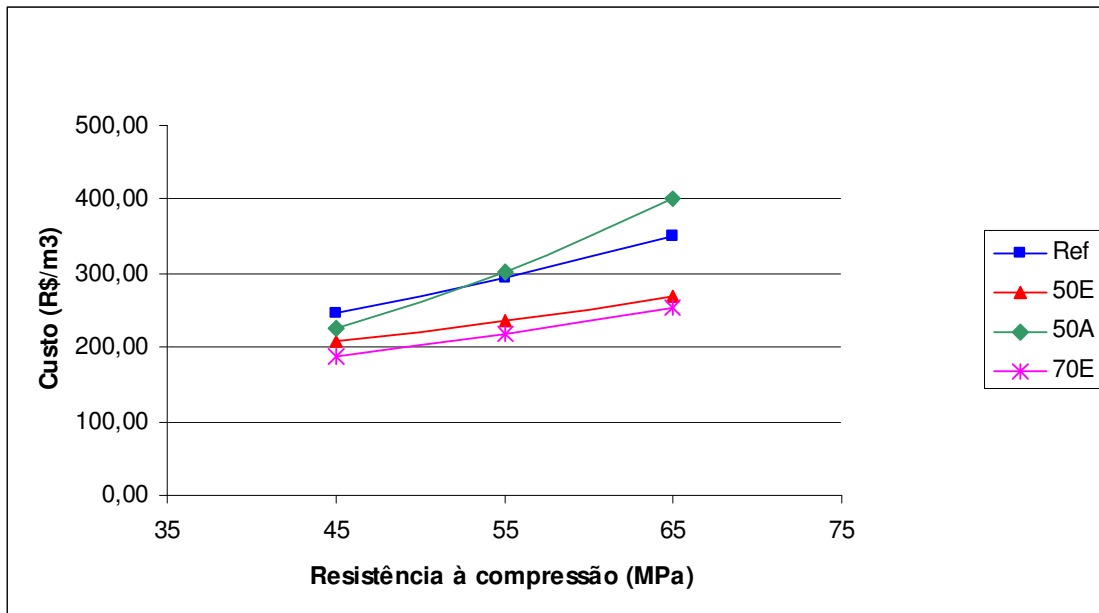


Figura 6.31 - Custo x resistência à compressão aos 91 dias - CPB

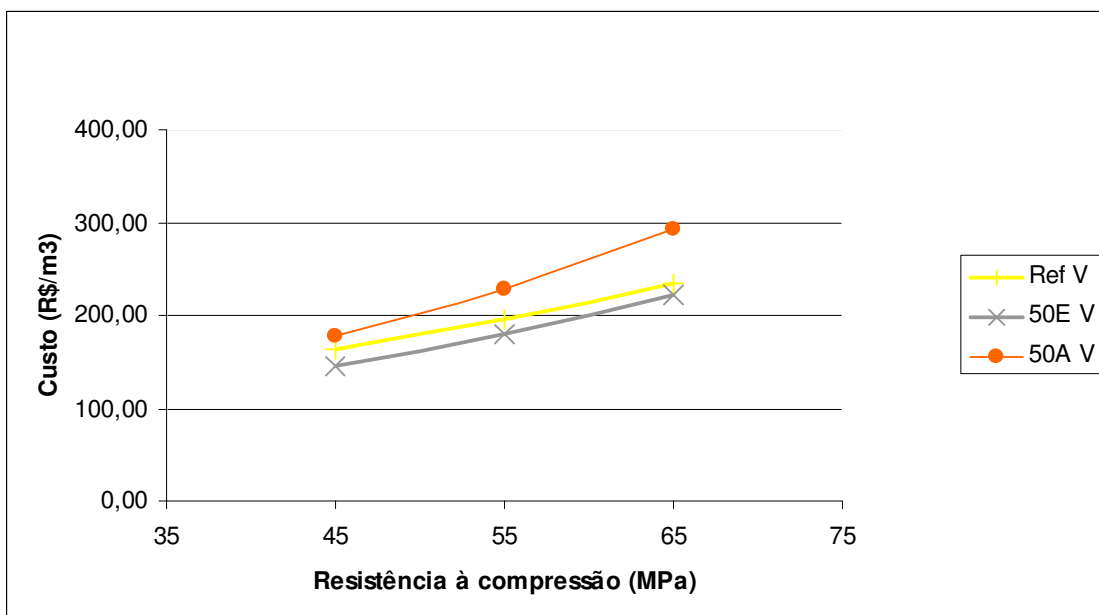


Figura 6.32 - Custo X resistência à compressão aos 91 dias - CPV ARI

A figura 6.33 apresenta uma comparação dos custos de todas as misturas investigadas, para cada nível de resistência adotado.

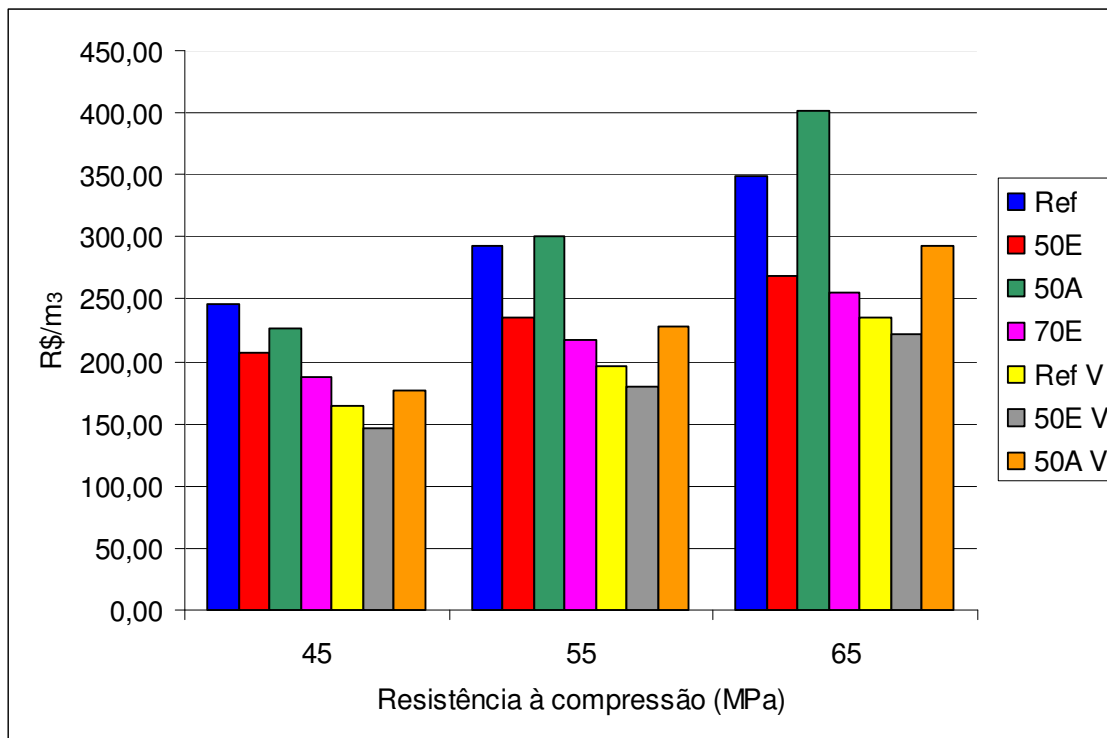


Figura 6.33 - Custo x níveis de resistência adotados

Analisando a tabela 6.22 e a figura 6.33 constata-se que, para todos os níveis de resistência adotados, o menor custo entre os concretos, produzidos com cimento Portland branco, foi obtido pela mistura com 70% de escória de alto forno, que obteve a resistência de 45 MPa. Entre as misturas produzidas com cimento Portland CP V ARI, a que apresentou o menor custo foi a 50E V, com 50% de escória de alto forno, para o nível de resistência 45 MPa. Esta mistura também apresentou o menor custo entre todas as misturas pesquisadas.

Para a classe de resistência de 45 MPa, o maior custo apresentado, entre todas as misturas estudadas, pertence ao concreto de referência produzido com cimento Portland branco. Para os demais níveis de resistência, o maior custo, na comparação entre todas as misturas de concretos cinza e branco, foi apresentado pela mistura 50A, para a classe de resistência de 65 MPa, produzida com cimento Portland branco, 50% de escória de alto forno e ativador químico.

Para a classe de resistência 45 MPa, todas as misturas contendo adição de escória de alto forno apresentaram custo inferior ao do concreto de referência, sendo a mistura 70E a mais econômica, 32% inferior. Para a resistência de 55 MPa, o

custo da mistura 50A ficou 3% acima do custo daquela de referência, porém, as misturas 50E e 70E apresentaram uma considerável vantagem, em relação ao custo da mistura de referência, apresentando custos, respectivamente, 19% e 26% inferiores. Para a classe de resistência de 65 MPa, novamente a mistura 50A apresentou maior custo, desta vez com uma diferença de 15% superior ao da mistura de referência. Por outro lado, novamente, as misturas 50E e 70E apresentaram vantagens expressivas, apresentando custos 30% e 37% inferiores ao da mistura de referência.

CAPÍTULO VII

CONCLUSÕES

7.1 - Introdução

Após a realização de todos os ensaios e das devidas análises e discussões dos resultados obtidos, apresentadas nos capítulos V e VI, procedeu-se a elaboração das conclusões.

7.2 - Resistência à compressão axial

Esta propriedade está diretamente relacionada à relação a/agl , bem como às características e ao teor do aglomerante. Observou-se que, para uma determinada mistura, o aumento da relação a/agl acarretou em perda de resistência, pois a estrutura interna do concreto formada apresentou maior porosidade. O aumento no teor de adição também trouxe perda de resistência, pois a escória é incorporada como substituição ao cimento Portland e, dessa forma, há menor teor de cálcio, para formar os produtos de hidratação e os de contribuição ao desenvolvimento da resistência. Verificou-se redução na diferença entre os valores de resistência, atingidos pelas misturas com adição, em relação à de referência das idades iniciais para as idades mais avançadas, devido às reações pozolânicas, que iniciam de forma mais tardia. Ficou comprovada a eficiência técnica do ativador químico, no desenvolvimento da resistência, principalmente nos primeiros dias, objetivo da sua utilização. Todos os concretos atingiram níveis satisfatórios de resistência a compressão axial, porém, para todas as relações a/agl , houve uma redução na resistência, à medida que se aumentou o teor de adição. Por outro lado, o uso do ativador químico promoveu um ganho de resistência, principalmente, nas primeiras idades.

Para todas as misturas estudadas, a resistência à compressão, aos 91 dias, reduziu com o aumento da relação a/agl. Ao aumentar-se a relação a/agl de 0,30 para 0,42, as misturas 50E e 70E apresentaram perdas de 44% e 51%, respectivamente, enquanto a perda apresentada pelo concreto de referência foi de 24%. A mistura 50A, apresentou uma queda menos acentuada, de 15%. Ao se aumentar a relação a/agl, de 0,42 para 0,55, a mistura de referência apresentou redução na resistência de 32%. Para as misturas 50E, 50A e 70E, as reduções na resistência foram, respectivamente, de 45%, 32% e 20%.

7.3 - Absorção capilar

Através dos ensaios de porosimetria, verificou-se o efeito das adições no refinamento da matriz dos poros, tornando a estrutura da pasta mais compacta. Este efeito foi percebido, na redução da absorção capilar, nas misturas com maior teor de adição, para todas as relações a/agl. A exceção foi para a mistura 50A que, para a relação a/agl 0,55, apresentou o menor valor de absorção capilar. Com isto, concluiu-se que o comportamento da escória ativada quimicamente, em misturas de maior relação a/agl, torna o efeito da densificação mais intenso.

7.4 - Carbonatação acelerada

Em todas as misturas de concretos branco e cinza foi verificado o mesmo comportamento: aumento na profundidade de carbonatação, à medida que se aumentou o teor de adição e a relação a/agl. Em concretos com adição de escória, que apresentam menor teor de cálcio que aqueles produzidos somente com cimento Portland, há uma menor formação de hidróxido de cálcio, e este menor volume disponível é consumido mais rapidamente, pelas reações com o ácido carbônico, o que provoca uma aceleração na frente de carbonatação. Além disso, existe o consumo de hidróxido de cálcio, pelas reações pozolânicas, reduzindo ainda mais o teor disponível deste composto. O aumento da relação a/agl aumenta a porosidade

do concreto e, com isto, aumenta a facilidade com que o ácido carbônico penetra para seu interior, atingindo maiores profundidades de carbonatação. Na comparação das misturas com e sem ativador químico, percebe-se que naquelas com a adição de sulfato de sódio as profundidades de carbonatação são maiores, devido ao consumo mais rápido do CH, pela aceleração das reações pozolânicas, nas idades iniciais e, com isto, a conseqüente redução do pH, em um menor intervalo de tempo que naquelas misturas sem ativador químico. Na comparação entre os concretos de cimento Portland cinza e branco, é possível perceber que as maiores profundidades de carbonatação, para uma mesma relação a/agl e teor de adição, com ou sem ativador químico, são atingidas pelo concreto branco, devido ao menor teor de cálcio em sua composição. Logo, o uso do ativador químico e da escória de alto forno contribui para o aumento dos coeficientes de carbonatação e, com o uso de cimento Portland branco, estes coeficientes são maiores que aqueles obtidos com a utilização do concreto de cimento Portland cinza.

Para as misturas estudadas nesta pesquisa concluiu-se que, o efeito predominante é o teor de CH, que ao ser rebaixado, reduziu o pH do concreto permitindo que o mecanismo da carbonatação fosse instalado. A partir disto, o avanço da frente de carbonatação foi definido pelo teor de adição, relação a/agl e presença de ativador químico em cada mistura.

7.5 - Custos

Em termos de custo, a comparação entre o concreto de cimento Portland branco e o cinza é de difícil mensuração, devido ao fato do primeiro ser adotado exclusivamente como solução de cunho estético. Porém, para efeito de simples comparação de custo, observou-se que as misturas produzidas com concreto de cimento Portland branco apresentaram, em média, custo final em torno de 37% superior ao do concreto cinza. Contudo, isto pode ser alterado pela substituição do cimento Portland branco pela escória de alto forno, adição mineral de brancura similar, resultando em redução significativa no custo final, seja pela redução no teor de cimento, como também, na quantidade de aditivo para se alcançar a consistência pretendida, além da manutenção da mesma por um período de tempo maior.

Concretos com adições minerais nos teores de 50% e 70% e sem ativador químico apresentam vantagens econômicas mais significativas nas classes de resistência maiores, de 55 MPa e 65 MPa. Para a classe de resistência de 45 MPa, todas as misturas, inclusive aquela com ativador químico, apresentam vantagens econômicas em relação à mistura de referência.

7.6 - Considerações finais

O concreto de cimento Portland branco, apesar de apresentar custo mais elevado que o concreto cinza, apresenta como seu maior trunfo um refinamento estético, que deve ser considerado em seu favor, durante a fase de projeto. Com esta pesquisa, foi comprovado que os concretos de cimento Portland cinza e branco, com teor de adição de escória de alto forno até 50%, são considerados duráveis e apresentaram nível de resistência satisfatório, além de apresentar um custo, em média, 20% inferior àquele apresentado pela mistura de referência. Além das vantagens técnicas e econômicas, concretos com este teor de adição reduzem enormemente a emissão de poluentes na atmosfera e promovem uma destinação nobre à escória de alto forno.

De acordo com o exposto, comparando os resultados obtidos nesta pesquisa, com aqueles verificados através de exposição natural, e em ensaios de carbonatação acelerada, por diversos autores (LI *et al.*, 1998; OSBORNE, 1989; THOMAS *et al.*, 1990 *apud* OSBORNE, 1999; OSBORNE, 1999; OSBORNE e CONNELL, 2000; COLLEPARDI *et al.*, 2004; SAGAWA *et al.*, 2004), conclui-se que, até o teor de 50% de adição de escória de alto forno, é possível produzir concretos duráveis, e esta durabilidade será maior quanto maior a finura da escória, mais prolongado o período de cura úmida do concreto e menor a relação a/agl. Resultados de pesquisas têm demonstrado a viabilidade de utilização do ativador químico, ao invés do aumento da finura, para proporcionar níveis de resistência mais elevados, nas idades iniciais, quando se substitui parte do cimento por escória de alto forno. Contudo, o uso dos ativadores resulta em aumento das profundidades carbonatadas. Para minimizar este aumento, algumas medidas podem ser tomadas, tais como: aumento no período de cura e redução da relação a/agl.

7.7 - Sugestões para pesquisas futuras

Este trabalho completa uma série de três pesquisas que abrangeram, além da absorção capilar e da carbonatação, apresentadas nesta dissertação, a resistividade elétrica e a penetração de cloretos em concretos de cimento Portland branco, com altos teores de escória de alto forno e ativador químico. Outros fenômenos ainda devem ser estudados, a respeito deste tipo de concreto, de maneira a produzir maior conhecimento e melhor domínio sobre este material. Abaixo, seguem algumas sugestões para pesquisas futuras:

- Resistência à flexão;
- Retração hidráulica;
- Módulo de elasticidade;
- Permeabilidade ao oxigênio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, C. A. **Concreto cimento Portland branco estrutural: análise da adição de pigmentos quanto à resistência à compressão**. 2006. 88p. Trabalho de conclusão (Mestrado Profissionalizante em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2006.

AÏTCIN, P. **Concreto de alto desempenho**. São Paulo: Pini, 2000.

AL-OTAIBI, S. **Durability of concrete incorporating GGBS activated by water-glass**. Construction and Building Materials 22. pp.2059-2067. Kuwait. 2008.

ALVIM, J. A. C. **Corrosão na armadura do concreto armado: influência dos agentes cloretos e da carbonatação**. Artigo técnico. 2002. Disponível em <http://www.arquitetura.com.br/coluna/alfredo/alfredo_artigo3.htm> Acesso em 10 mar. 2008.

ARJUNAN, P.; SILSBEE, M. R.; ROY, D. M. **Chemical Activation of Low Calcium Fly Ash. Part I: Identification of Suitable Activators and their Dosage**. In: 2001 International Ash Utilization Symposium, Center for Applied Energy Research, University of Kentucky, paper #105, 2001.

ARJUNAN, P.; SILSBEE, M. R.; ROY, D. M. **Chemical Activation of Low Calcium Fly Ash. Part II: Effect of Mineralogical Composition on Alkali Activation**. In: 2001 International Ash Utilization Symposium, Center for Applied Energy Research, University of Kentucky, paper #106, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. ABCP. **Cimento Portland branco**. 2004. Disponível em <<http://www.abcp.org.br/downloads/index.shtml>>. Acesso em: 21 mar. 2007

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5733**: Cimento Portland de Alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5735**: Cimento Portland de Alto forno. Rio de Janeiro, 1991

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5736**: Cimento Portland Pozolânico. Rio de Janeiro, 1991

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5738**: Concreto: Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5739**: Concreto: Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12989**: Cimento Portland Branco. Rio de Janeiro, 1993.

BAKHAREV, T., SANJAYAN, J. G., CHENG, Y. -B. **Resistance of alkali-activated slag concrete to carbonation**. Cement and Concrete Research 31, 1277-1283. Australia, 2001.

BARBOSA, F. R., ANDRADE, S. T., ALMEIDA, N. O., OLIVEIRA, M., REGIS, P., CARNEIRO, A. M. P. **Estudo Comparativo Entre as Propriedades Mecânicas de Concretos Convencionais e com Cimento Portland Branco**. In: 47º Congresso Brasileiro do Concreto - IBRACON. Recife, 2005.

BERTOS, M. F., SIMONS, S. J. R., HILLS, C. D., CAREY, P. J. **A review of accelerated carbonation technology in the treatment of cement-based materials and sequestration of CO₂**. Journal of Hazardous Materials B112, p.193-205. Elsevier. London. 2004.

BURDEN, D. **The Durability of Concrete Containing High Levels of Fly Ash**. Tese. 110 p. (Master of Science in Engineering). University of New Brunswick, 2006.

CAMARINI, G. **Caracterização da durabilidade do concreto pela absorção de água**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - IBRACON, 41, Salvador, 1999.

CARMONA, T. G, HELENE, P. R. L. **Modelos de previsão da despassivação das armaduras em estruturas de concreto sujeitas à carbonatação**. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. Departamento de Engenharia de Construção Civil. BT/PCC/425. 14 p. São Paulo, 2006.

CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto. Inspeção e técnicas eletroquímicas**. São Paulo: Pini; Goiânia: Editora UFG, 1997.

CASSAR, L., PEPE, C., TOGNON, G., GUERRINI, G. L., AMADELLI, R. **White Cement for Architectural Concrete, Possessing Photocatalytic Properties**. In: 11th Int. Congr. on the Chemistry of Cement. Durban, 2003.

CASTRO, A., FERREIRA, R., LOPES, A. N. M., CASCUDO, O., CARASEK, H. **Durabilidade de concretos com adições minerais frente a carbonatação e ao ataque por cloretos**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - IBRACON, 46. Florianópolis, 2004.

CIMENTO.ORG. 2008. Disponível em <http://br.geocities.com/cimento_org/cementword1.html>. Acesso em 16 jun. 2008.

CINCOTTO M. A.; MELO, A. A.; REPETTE, W. L. **Effect of different activators type and dosages and relation to autogenous shrinkage of activated blast furnace slag cement**. In: Proceedings of the 11th International Congress on the Chemistry of Cement, South Africa. p. 1878-1888, 2003.

COLLEPARDI, M., COLLEPARDI, S., OGOUMAH OLAGOT, J., J., SIMONELLI, F. **The Influence of Slag and Fly Ash on the Carbonation of Concretes.** Proceedings of Eighth CANMET/ACI International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, Las Vegas, USA, 23-29 May, pp.483-494. SP221-29. 2004.

COSTA, F. A. P. L. **A curva de Keeling.** 2005. Disponível em: <http://www.lainsignia.org/2005/julio/cyt_002.htm>. Acesso em 16 abr. 2007.

COSTA, M. P.; SILVA, M. G.; PINHEIRO, S. M. M.; SOUZA, F. L. S.; ZANDONADE, E.; 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: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - IBRACON, 47. Recife, 2005.

CUNHA DA, A. C. Q., HELENE, P.R.L. **Despassivação das armaduras de concreto por ação da carbonatação.** 13p. + anexos. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo, 2001.

DALLA LANA, E. F. **Carbonatação da camada de cobrimento de protótipos de concreto com cinza volante e cal.** 2005. 120p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria. 2005.

FIGUEIREDO, E. J. P., HELENE, P. R. L., ANDRADE, C., **Fatores Determinantes da Iniciação e Propagação da Corrosão da Armadura de Concreto** - São Paulo: EPUSP, 1993. 32p. - (Boletim técnico da Escola Politécnica da USP - BT/PCC/121, Departamento de Engenharia de Construção Civil)

FIGUEIREDO, C. R., NEPOMUCENO, A.A. **Uso do concreto aparente em Brasília: uma abordagem segundo o fenômeno da carbonatação.** P@ranoá eletrônico ISSN 1679-0944. Volume 9, Brasília, 2007. Disponível em <http://www.unb.br/fau/pos_graduacao/paranoa/paranoa.htm>. Acesso em 07 jun. 2007.

FRIZZO, B. T., ISAIA, G. C., GASTALDINI, A. L. G. **Influência da finura e de altos teores de pozolanas na absorção de água em concreto estrutural: estudo preliminar.** IX Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. p. 1125-1134. Brasil. 2002.

GAO, J. M., QIAN, C. X., LIU, H. F., WANG, B., LI, L. **ITZ microstructure of concrete containing GGBS.** Cement and Concrete Research. p. 1299-1304. China, 2004.

GEISELER, J., KOLLO, H., LANG, E. **Influence of Blast Furnace Cements on Durability of Concrete Structures.** ACI Materials Journal. V.92, No. 3, May-June 1995.

GOMES, N.S. **Influência de ativadores químicos e de adições minerais no comportamento de concretos frente a cloretos.** 2003. 182p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria. 2003.

GRIGOLI, A. S., SILVA, V. P., ALMEIDA, P. A. O., FIGUEIREDO, A. D. **Porosidade dos concretos.** Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Estrutura e Fundações. São Paulo, 2001.

HAMMAD, B .S. **Investigations of chemical and physical properties of white cement.** Advanced Based Cement Materials, v.2,n.4,p.161-167. Líbano, 1995.

HAWKEN, P., LOVINS, A. and LOVINS, L. H. **Natural Capitalism: Creating the Next Industrial Revolution.** New York: Little, Brown and Company, 1999, 396 pp.

HELENE, P. R. L. **Corrosão em Armaduras para Concreto Armado.** São Paulo. Pini. Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1986,

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado.** São Paulo. 1993. Tese (Livre docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 1993.

HO, D. W. S., LEWIS, R. K. **Carbonation of concrete and its prediction.** Cement and Concrete Research, vol. 17, pp. 489-504. EUA. 1987.

HOGAN, F.; MEUSEL, J.; SPELLMAN, L. **Breathing easier with blast furnace slag.** Cement Americas. 2001. Disponível em <http://cementamericas.com/mag/cement_breathing_easier_blast/>. Acesso em: 07 mar. 2008.

HOOTON, R. D.; STANISH, K.; PRUSINSKI, J. **The Effect of Ground, Granulated Blast Furnace Slag (Slag Cement) on the Drying Shrinkage of Concrete – A Critical Review of the Literature.** Presented at Eighth CANMET/ACI - International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete. Michigan, 2004.

HOPPE FILHO, J. **Efeitos da Adição de Cal Hidratada Sobre a Permeabilidade ao Oxigênio e Absorção Capilar de Concreto com Altos Teores de Adições Minerais.** Santa Maria, 2002. 208 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria, 2002.

HORIGUCHI, K., CHOSOKABE, T., IKABATA, T., SUZUKI, Y. **The Rate of Carbonation in Concrete Made with Blended Cement.** In: Malhotra, V. M. (ed). International Conference of Durability of Concrete. 3 th, Nice, 1994. Proceedings. Detroit: American Concrete Institute, 2v. v.1, p. 917-932 (SP 145-49).

IBS - INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA. 2008. **Produção Siderúrgica Brasileira.** Disponível em <http://www.ibs.org.br/estatisticas/12_Preliminar_Site_Dezembro_2007.pdf>. Acesso em: 16 jan. 2008.

ISAIA, G. C. **Efeitos de misturas binárias e ternárias de pozolanas em concretos de elevado desempenho: um estudo de durabilidade com vistas à corrosão da armadura.** Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1995.

ISAIA, G. C.; VAGHETTI, M. A.; GASTALDINI, A. L. **Carbonatação acelerada e natural de concreto com alto teor de pozolanas: um estudo preliminar.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO - IBRACON, 43. Foz do Iguaçu, 2001.

ISHIDA, T., MAEKAWA, K., SOLTANI, M. **Theoretically Identified Strong Coupling of Carbonation Rate and Thermodynamic Moisture States in Micropores of Concrete.** Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 2, No. 2, pg. 213-222. Japan Concrete Institute. Japan, 2004.

JOHANNESSON, B., UTGENANNT, P. **Microstructural changes caused by carbonation of cement mortar.** Cement and Concrete Research 31. p.925-931. 2001.

JOHN, V. M. **Cimentos de escória ativada com silicatos de sódio.** São Paulo, 1995. 199p, Tese (Doutorado) - Escola Politécnica - Universidade de São Paulo.

JUESHI, Q.; SHI, C.; ZHI, W.. **Activation of blended cements containing fly ash.** Cement and Concrete Research, v. 31, 2001. p. 1121-1127.

KAMIMURA, K.; SEREDA, P. J.; SWENSON, E .G. **Changes in Weight and Dimensions in the Drying and Carbonation of Portland Cement Mortars.** Magazine of Concrete Research. Vol. 17. Nº 50. March, 1965. pp. 5-14. Canada.

KAZMIERCZAK, C. S. **Contribuição para a análise da eficiência de películas aplicadas sobre as estruturas de concreto armado com o objetivo de proteção contra a carbonatação.** São Paulo, 1995. 168p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica - Universidade de São Paulo.

KAZMIERCZAK, C. S. **Corrosão e Carbonatação no Concreto.** 2002. Disponível em : <<http://www.exatec.unisinos.br/~claudiok/arquivos/corrosaoecarb2003.pdf>>. Acesso em: 15 jan. 2008.

KIRCHHEIM, A. P. **Concreto de Cimento Portland Branco Estrutural: Avaliação da Carbonatação e Absorção Capilar.** 2003. 169p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2003.

KIRCHHEIM, A. P., PASSUELO, A., DAL MOLIN, D. C. C., SILVA, L. C. P. **Durabilidade do concreto branco: estudos realizados.** In: II Seminário de Patologia das edificações - Novos Materiais e Tecnologias Emergentes, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

KULAKOWSKI, M. P. **Contribuição ao Estudo de Carbonatação em Concretos e Argamassas Compostos com Adição de Escória de alto forno.** 2002. 178 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LARANJEIRAS, A. C. R. **Estruturas de concreto duráveis - uma chave para o sucesso do desenvolvimento sustentável.** Simpósio comemorativo IBRACON 30 anos. São Paulo, 2002

LEA, F.M. **The Chemistry of Cement and Concrete.** Edward Arnold Ltd. 4th 1998

LI, C.; YODA, A.; YOKOMUR, T. **Pore Structure, Strength and Carbonation of Cement Pastes Containing Ground Granulated Blast-Furnace Slag.** In: MALHOTRA, V.M. (ed) International Conference: Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete. Bangkok, Tailândia, 1998. Proceedings Sixth CANMET/ACI. Michigan: American Concrete Institute, 2 V., pp. 875-892 (SP 178-45)

LITVAN, G.G., MEYER, A. **Carbonation of granulated blast furnace slag cement concrete during twenty years of field exposure.** Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete. Detroit: ACI, 1986. v.2.p. 1445-1462 (SP, 91)

LO, Y., LEE, H. M. **Curing effects on carbonation of concrete using a phenolphthalein indicator and Fourier-transform infrared spectroscopy.** Building and Environment 37. pp. 507-514. Hong Kong. 2002.

MAEDA, Y.; CHIKADA, T.; NAGAO, Y.; DAN, Y.; MATSUSHITA, H. **Studies on the Properties of Super Workable Concrete Using Ground Granulated Blast-Furnace Slag.** In: MALHOTRA, V.M. (ed) International Conference: Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete. Bangkok, Tailândia, 1998. Proceedings Sixth CANMET/ACI. Michigan: American Concrete Institute, 2 V., pp. 837-856 (SP 178-43)

MATALA, S. **Carbonation mechanism in the granulated blast furnace slag concrete.** 10th International Congress on The Chemistry of Cement, Gothenburg, Sweden, June 2-6, 1997. Gothenburg 1997, Amarkai AB and Congrex Göteborg AB, 4iv005, 10 pp

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

MELO NETO, A. A.; CINCOTTO, M. A.; REPETTE, W. L. **Influência do teor de ativador e da idade de exposição na retração por secagem de argamassas com cimentos de escória ativada com silicato de sódio** - São Paulo: EPUSP, 2002. 12p. - (Boletim técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil)

MELO NETO, A. A.; CINCOTTO, M. A.; REPETTE, W. **Drying and autogenous shrinkage of pastes and mortars with activated slag cement.** Cement and Concrete Research 38. 2008. pp. 565-574.

MOREIRA, H. P., FIGUEIREDO E.P., HELENE, P.R.L. **Avaliação da influência de alguns agentes agressivos na resistência à compressão de concretos amassados com diferentes tipos de cimentos brasileiros** – São Paulo : EPUSP,

2001.17 p. – (Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil)

NAKAMOTO, J., TOGAWA, K. **A study of strength development and carbonation of concrete incorporating high volume blast-furnace slag.** In: Malhotra, V. M. (ed). International Conference on the use of Fly Ash, Silica Fume, Slag and other mineral by-products in concrete, 5 th, Wisconsin, 1995. Proceedings. Detroit: American Concrete Institute, 2v. v.1, p. 1121-1139 (SP-153).

NERO, J.M.G., NUNES, A. **Fundamentos para a Prescrição e Utilização do Betão Branco.** SECIL, Portugal, 2000.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto.** 2ª ed. São Paulo. PINI, 1997.

NIELSEN, E. P. **The durability of white Portland cement to chemical attack.** Danmarks Tekniske Universitet. Report BYG-DTU. R-084. Danmark. 2004.

NGALA, V. T., PAGE, C. L. **Effects of Carbonation on Pore Structure and Diffusional Properties of Hydrated Cement Pastes.** Cement and Concrete Research. Vol. 27. Nº 7. pp.995-1007. USA. 1997.

OLLIVIER, J. P. **Durability of concrete** – São Paulo : EPUSP, 1998.129 p. – (Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil - BT/PCC/192)

ONER, A., AKYUZ, S. **An experimental study on optimum usage of GGBS for the compressive strength of concrete.** Science Direct. Cement & Concrete Composites 29. 2007. p. 505-514. Turkey.

OSBORNE, G. J. **Carbonation and Permeability of Blast Furnace Slag Cement Concretes from Field Structures.** Proceedings of Third International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans on Concrete. Norway. V.2. ACI Detroit. SP114-59.p.1209-1237. 1989.

OSBORNE, G. J. **Durability of Portland blast-furnace slag cement concrete.** Cement and Concrete Composites 21. p. 11-21. UK. 1999.

OSBORNE, G. J., CONNELL, M. D. **Effects of Cementitious Slag Content and Aggregate Type on Properties and Durability of Portland Blast Furnace Slag Cement Concretes.** ACI. Special Publication. V. 192. p.119-140. USA. 2000.

PASSUELO, A. **Análise de Parâmetros Influentes na Cromaticidade e no Comportamento Mecânico de Concretos à Base de Cimento Branco.** 2004. 175p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2004.

PAULETTI, C. **Análise comparativa de procedimentos para ensaios acelerados de carbonatação.** 2004. 176 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2004.

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

RAMEZANIANPOUR, A. A., TARIGHAT, A., MIYAMOTO, A. **Concrete Carbonation Modelling and Monte Carlo Simulation Method for Uncertainty Analysis of Stochastic Front Depth.** Mem Fac Eng Yamaguchi Univ. Vol. 50. Nº 2, 2000. Disponível em <<http://memoirs.lib-e.yamaguchi-u.ac.jp/502/09.pdf>> Acesso em: 25 jul. 2006.

RESCHKE, J. S. **Escória granulada de fundição utilizada como substituição ao cimento em concretos: avaliação de propriedades relacionadas com a durabilidade.** 2003. 174 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2003.

RILEM TC 116 - PCD. **Permeabilidade do concreto como critério da sua durabilidade - Recomendações.** Tradução do artigo original publicado em Materials and Structures, v. 32, abril 1999, p. 174-179.

RIZZON, A. C. **Determinação do coeficiente de difusão de cloretos e da vida útil de projeto de concretos moldados com cimento Portland branco.** 2006. 131 p. Dissertação (Mestrado Profissional) - Universidade Luterana do Brasil, Canoas. 2006.

ROBERTO, A. F. **Balanço Mineral Brasileiro 2001.** Disponível em <www.dnpm.gov.br> Acesso em: 08 dez 2006.

ROSA, D. W. **Resistividade Elétrica de Concretos com Diferentes Teores de Escória de Alto Forno e Ativador Químico.** 2005. 146p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria. 2005.

ROZIÈRE, E., LOUKILI, A., CUSSIGH, F. **A performance based approach for durability of concrete exposed to carbonation.** Construction and Building Materials. France. 2008.

RUNZHANG, Y. & SHIIXI, O. & QIONGYING, G. **Study on Structure and latent hydraulic activity of slag and its activation mechanism.** Silicates Industries. Belgian, 53(3-4): p. 55-59. Mars/Avr. 1988.

SAGAWA, Y., MATSUSHITA, H., MAEDA, Y., CHIKADA, T., KANEYASU, S. **Influence of Blast Furnace Slag on Durability of High-Strength Concrete.** ACI. Special Publication. V. 221. p.703-720. USA. 2004.

SAKAI, K., WATANABE, H., SUZUKI, M., HAMAZAKI, K. **Properties of granulated blast-furnace slag cement concrete.** In: Malhotra, V. M. (ed). International Conference of Durability of Concrete, 4 th, Istanbul, 1992. Proceedings. Detroit: American Concrete Institute. 2v. v.2. p. 1367-1383 (SP 132-73).

SATO, N., M., N.; AGOPYAN, V. **Análise da porosidade e de propriedades de transporte de massa em concretos**. Boletim técnico. São Paulo, EPUSP, 1998. Disponível em < publicacoes.pcc.usp.br/PDFs%20novos/BTs/BT216%20Neide_Vahan%20.pdf -> Acesso em: 08 out. 2007.

SCHNEIDER, J. A. **Penetração de Cloretos em Concretos com Escória de Alto Forno e Ativador Químico Submetidos a Diferentes Períodos de Cura**. 2005. 155p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria. 2005.

SHI, C.; DAY, R. L. **Pozzolanic reaction in presence of chemical activators Part I. Reaction kinetics**. Cement and Concrete Research, v. 30, p. 51-58, 2000.

SHI, C.; DAY, R. L. **Pozzolanic reaction in presence of chemical activators Part II. Reaction products and mechanism**. Cement and Concrete Research, v. 30, p. 607-613, 2000.

SHI, C. **On the state and role of alkali's during the activation of alkali-activated slag cement**. 11th International Congress on the Chemistry of Cement, Durban, 2003.

SILVA, A. C. **Estudo da durabilidade de compósitos reforçados com fibras de celulose**. 2002, 128p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo.

SILVA, C. A. R., REIS, R. J. P., LAMEIRAS, F. S., VASCONCELOS, W. L. **Carbonation-Related Microstructural Changes in Long-Term Durability Concrete**. Materials Research. v.5 n.3 São Carlos, 2002. Disponível em: < http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1516-14392002000300012&lng=pt&nrm=iso >. Acesso em: 06 Mar. 2008.

SILVA FILHO, L. C. P., DAL MOLIN, D. C. C., KIRCHHEIM, A. P., PASSUELO, A., PASA, V. F. **Uso do concreto branco estrutural: Museu Iberê Camargo**. II Seminário de patologia das Edificações. "Novos Materiais e Tecnologias Emergentes". Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2004.

SNIC - SINDICATO NACIONAL DA INDÚSTRIA DO CIMENTO. **Consumo da produção nacional de cimento por regiões e estados**. 2006. Disponível em < http://www.snic.org.br/pdf/relat2006-7web.pdf >. Acesso em 16 Jun. 2008.

SONG, H. W., KWON, S. J. **Permeability characteristics of carbonated concrete considering capillary pore structure**. Cement and Concrete Research 37. pp.909-915. Korea. 2007.

SPERB, J. E. K. **Carbonatação e Absorção Capilar de Concretos com Adições Minerais e Ativadores Químicos**. Santa Maria, 2003, 108 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria. 2003.

STUMPP, M. J. **Carbonatação de concretos com altos teores de adição mineral e cal hidratada.** Santa Maria, 2003, 162 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria. 2003.

TAHERI, A., van BREUGEL, K. **Performance of Blast Furnace Slag Cement Concrete in Simulated Aggressive Marine Environment.** In: MALHOTRA, V.M. (ed) International Conference: Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete. Bangkok, Tailândia, 1998. Proceedings Sixth CANMET/ACI. Michigan: American Concrete Institute, 2 V., pp. 717-738 (SP 178-37).

TAYLOR, H. F. W. **La química de los cementos.** Ediciones Urmo. v1. Espanha. 1967.

THAULOW, N. **Carbonation of Concrete Structures.** RJ Lee Group Inc., EUA. 2007. Disponível em <http://www.co2captureandstorage.info/docs/WBI3Presentations/NThaulow.pdf>. Acesso em 20 Abr. 2007.

VAGHETTI, M. A. O. **Efeitos da Cinza Volante com Cinza de Casca de Arroz ou Escória de alto forno sobre a Carbonatação do Concreto de Cimento Portland.** Santa Maria, 1999, 113 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria. 1999.

VAGHETTI, M. A. O. **Estudo da corrosão do aço, induzida por carbonatação, em concretos com adições minerais.** Porto Alegre, 2005, 286 p. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2005.

VENQUIARUTO, S. D. **A Influência da Finura e do Teor de Adições Minerais na Carbonatação do Concreto.** Santa Maria, 2002, 135 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, 2002.

WIKIPÉDIA. **Alto forno.** Copyright (C) 2000,2001,2002 Free Software Foundation, Inc. 2002. Disponível em http://pt.wikipedia.org/wiki/Alto_forno Acesso em: 16 jan. 2008.

XIONG, C. J.; BIN, C. H.; PEI, X.; FANG, Z.L. **A Study On Complex Alkali-Slag Environmental Concrete.** In International Workshop on Sustainable Development and Concrete Technology. Beijing, 2004, pp. 299-307.

YOU, K. S.; CHO, J. S.; AHN J. W.; HAN, G. C. **Hydration Behavior of Blast Furnace Activated by Na₂SO₄ and Fineness of Slag.** Resources Processing, Vol. 53, No. 1, Korea, 2006, pp.23-28