

**CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND BRANCO  
ESTRUTURAL: AVALIAÇÃO DA CARBONATAÇÃO E  
ABSORÇÃO CAPILAR**

**Ana Paula Kirchheim**

Porto Alegre

Junho 2003

**ANA PAULA KIRCHHEIM**

**CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND BRANCO  
ESTRUTURAL: AVALIAÇÃO DA CARBONATAÇÃO E  
ABSORÇÃO CAPILAR**

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

Porto Alegre

Junho 2003

KIRCHHEIM, Ana Paula

Concreto de cimento Portland branco estrutural:  
avaliação da carbonatação e absorção capilar /  
Kirchheim, Ana Paula – Local: PPGEC/UFRGS,  
2003.

168 p.

Dissertação de mestrado, Programa de Pós-  
Graduação em Engenharia Civil da Universidade  
Federal do Rio Grande do Sul; Mestre em  
Engenharia. Orientador: Denise Carpena Coitinho  
Dal Molin.

Assunto I. Cimento Portland branco estrutural ...II.  
Carbonatação...III. Absorção Capilar

CCAA2

**ANA PAULA KIRCHHEIM**

**CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND BRANCO  
ESTRUTURAL: AVALIAÇÃO DA CARBONATAÇÃO E  
ABSORÇÃO CAPILAR**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 27 de junho de 2003

Prof.a Denise Carpena Coitinho Dal Molin  
Dr.a pela Universidade de São Paulo  
Orientadora

Prof. Américo Campos Filho  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Cláudio Kazmierczack (Unisinos)**  
Dr. pela Universidade de São Paulo

**Prof.a Marlova P. Kulakowski (Feevale)**  
Dr.a pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Luís Carlos Pinto da Silva Filho (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade de Leeds

“Os grandes momentos da vida vem por si mesmo,  
não tem sentido esperá-los.”

*Thorton Wilder*

A Deus.  
Aos meus pais.

## AGRADECIMENTOS

A Deus, ao Cristo em mim.

Quando comecei a rabiscar meus primeiros traços nas aulas de pintura, minha professora observava o desenho dando toques que enriqueciam e finalizavam o trabalho. Agora, sinto na minha orientadora esta mesma professora que conduz e instiga-nos a querermos ser cada vez melhores. Denise, tua capacidade de despertar a curiosidade e tentar resolvê-las nos torna pessoas que amam o que fazem, e isso, para ser feliz é a chave.

Aos meus pais, pela sua força e exemplo. Amo vocês.

Ao Tiago, meu irmão-nenê, que nesses dois anos se tornou um homenzinho, me fazendo sentir pequena ao seu lado. Ao mano, que sei que mesmo com seu jeito distante me ama muito, também te amo meu irmão.

Ao Luís, por todo apoio.

Às minhas colegas e amigas especiais: Dóris, Juliana e Geilma, vocês simplesmente são presentes.

À minha mana de coração, Isabel.

À Vanessa, querida amiga e Priscila, por tudo, vocês foram mais que bolsistas, se tornaram grandes amigas.

Às minhas pseudo-mãezinhas: Adriana Silveira, Marlova, Águida e Ninha. Aprendi muito com vocês!

À turma maravilhosa da sala de materiais: Daniel, Ludmila, Paulo Sérgio, Cris, Natália, Alexandre, Aline... pelos conhecimentos fundamentais às 5:30 horas, vocês são grandes amigos, uma grande família.

Aos professores do Norie: Bonim, Formoso, Ruy, Angela, Carin, Sattler, Isatto, Greven, Ronaldo, Paulo Monteiro, pelos conhecimentos passados.

Ao professor Cláudio Kazmierczack, pelas intermináveis consultas, sempre tão atento e prestativo, muito obrigada.

Ao Prof. Ribeiro, pela ajuda com as análises estatísticas.

Aos amigos que passaram e ficaram, deixando pedacinhos de si eternamente guardados na

memória, inesquecíveis neste tempo gostoso de descobertas e realizações: Dayana, Ricardo, Constance, Marco Maia, Marcos, Rafa, Hilton, Henrique, Adriana, Leandro, Camilo (que saudade meu amigo!), Lucília, Giane, Cristóvam, Andréia Kern, Maria Conceição, Renato, Carol, Lu Miron, Maria Tereza, Rosana, Morello entre tantos outros.

Ao Éderson, Airton e todos os bolsistas do Norie (Valter, Fabrício, Altieri, Márcio, Simone, Camile, Lucas, Lucila, Samuel e Mário), pela “forcinha”.

Ao Fontes, com suas engenhocas, pode até ser chamado de Prof. Pardal. A todo o pessoal (professores, funcionários e bolsistas) do LEME, pelo espaço, apoio técnico e amizade.

À Empresa Camargo Correia Cimentos, especialmente ao João Paulo. À Empresa Fosroc Reax, pelo fornecimento dos materiais que possibilitou a realização deste trabalho.

Um abraço especial à turma da UPF (Thomé, Vera, Moacir, Zaca, Ivo, Alcione, André Foad, Eduardo, Fernando Pugliero, Henrique, Pedro, Jussara, Dermeval, Leunir...), que me acolheu como aluna e como professora, sou muito grata por tudo.

Um abraço mais que especial para Pandolfo, Luciana e Mario.... valeu pela força!

Às minhas amigas de Cará City: Luciana, Daiana, Rochele e Michele.

À Anne, Marlise e Luís Carlos, funcionários do Norie e amigos.

Aos colegas de faculdade que apesar da distância, com contatos internáuticos se faziam presentes em meus dias, com piadinhas e palavras de alento matavam minha saudade: Elemar, Rui, Fernando e Maciel.

À todos da minha família: vó, vô, tios e primos... pela força neste período.

Ao apoio financeiro da Capes e CNPq, ser bolsista não é mole não!

Ao Luciano, por seu carinho que nestes últimos tempos tem me feito muito feliz.

Não tenho palavras, nem espaço suficiente para mencionar tantas pessoas maravilhosas que Deus pôs em meu caminho nestes últimos 2 anos e meio. Foi algo mágico!

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	12
LISTA DE TABELAS.....	15
<b>RESUMO.....</b>	<b>18</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>19</b>
1 INTRODUÇÃO.....	20
1.1 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	22
1.2 OBJETIVOS.....	24
1.3 LIMITAÇÕES.....	25
1.4 ESTRUTURA DA PESQUISA.....	26
2 DEGRADAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO.....	27
2.1 CAUSAS DA DETERIORAÇÃO DO CONCRETO.....	29
2.2 MECANISMOS DE TRANSPORTE DE AGENTES AGRESSIVOS.....	30
2.2.1 Penetração de água sob pressão .....	32
2.2.2 Sucção capilar .....	33
2.2.3 Difusão.....	33
2.3 FORMAS DE MEDIR DURABILIDADE E AVALIAR NOVOS MATERIAIS.....	34
2.3.1 Carbonatação.....	36
2.3.1.1 A importância da carbonatação.....	36
2.3.1.2 Reações químicas envolvidas na carbonatação.....	37
2.3.1.3 Fatores que influenciam a carbonatação.....	39
2.3.1.3.1 <i>Condições de exposição da estrutura</i> .....	39
2.3.1.3.2 <i>Características do concreto</i> .....	41
2.3.1.4 Métodos para medir a profundidade de carbonatação.....	44

2.3.2 Absorção de água por capilaridade.....	46
2.3.2.1 Importância da absorção.....	46
2.3.2.2 Mecanismos de absorção.....	47
2.3.2.3 Ensaio que medem a absorção capilar .....	48
3 A UTILIZAÇÃO DO CIMENTO PORTLAND BRANCO ESTRUTURAL NO CONCRETO.....	49
3.1 INTRODUÇÃO.....	49
3.2 CIMENTO PORTLAND BRANCO.....	55
3.2.1 Contextualização.....	55
3.2.2 Características do cimento Portland branco estrutural.....	57
3.2.2.1 Químicas.....	57
3.2.2.2 Físicas .....	63
3.3 MATERIAIS CONSTITUINTES E COMPORTAMENTO DO CONCRETO ESTRUTURAL BRANCO.....	64
3.3.1 Materiais constituintes.....	64
3.3.1.1 Agregados.....	64
3.3.1.2 Adições.....	65
3.3.1.3 Pigmentos.....	66
3.3.1.4 Aditivos.....	68
3.3.2 Concreto de cimento Portland branco no estado fresco.....	69
3.3.3 Concreto com cimento Portland estrutural no estado endurecido.....	71
3.3.3.1 Propriedades mecânicas de concretos com cimento Portland branco estrutural... ..	71
3.3.3.2 Durabilidade de concreto com cimento Portland branco estrutural.....	74
4 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	77
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	77
4.2 PLANEJAMENTO E EXECUÇÃO DOS EXPERIMENTOS.....	78

4.2.1 Variáveis estudadas.....	78
4.2.1.1 Variáveis de resposta.....	78
4.2.1.2 Parâmetros do processo.....	79
4.2.1.3 Fatores de ruído.....	79
4.2.1.4 Escolha dos fatores controláveis e seus níveis.....	79
4.2.2 Planejamento do projeto experimental.....	80
4.3 PROGRAMA DE ENSAIOS REALIZADOS.....	81
4.3.1 Ensaio realizados.....	81
4.3.1.1 Resistência à compressão simples.....	81
4.3.1.2 Absorção de água por capilaridade.....	82
4.3.1.3 Carbonatação em concretos.....	83
4.4 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS.....	89
4.4.1 Agregados.....	89
4.4.1.1 Agregado miúdo.....	89
4.4.1.2 Agregado graúdo.....	90
4.4.2 Cimento.....	91
4.4.2.1 Cimento Portland de alta resistência inicial.....	91
4.4.2.2 Cimento Portland branco estrutural.....	91
4.4.3 Água.....	92
4.4.4 Aditivo superplastificante.....	92
4.4.5 Gás carbônico.....	93
4.4.6 Outros.....	93
4.5 MÉTODO DE DOSAGEM.....	93
4.6 PRODUÇÃO DO CONCRETO.....	95
4.6.1 Mistura dos materiais.....	95
4.6.2 Moldagem dos corpos-de-prova.....	96

4.6.3 Cura.....	96
5 RESULTADOS, ANÁLISE E DISCUSSÃO.....	98
5.1 ENSAIOS MECÂNICOS.....	99
5.1.1 Resistência à compressão.....	99
5.2 ENSAIOS DE DURABILIDADE.....	106
5.2.1 Avaliação da área carbonatada.....	107
5.2.2 Avaliação da profundidade de carbonatação.....	121
5.2.3 Correlação entre a profundidade de carbonatação e área carbonatada.....	131
5.2.4 Correlação entre a resistência à compressão e a carbonatação.....	132
5.2.5 Absorção de água por capilaridade.....	134
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	141
6.1 CONCLUSÕES.....	141
6.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	145
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>147</b>
<b>ANEXO 1 - ANÁLISE GRANULOMÉTRICA A LASER DOS CIMENTOS</b>	
<b>PESQUISADOS.....</b>	<b>157</b>

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 2.1</b> Vida útil de estruturas de concreto.....	28
<b>Figura 3.1</b> Comparação entre barreiras de concreto branco e cinza.....	51
<b>Figura 3.2</b> The RSA Tower Office Building – Montgomery /Alabama.....	51
<b>Figura 3.3</b> Catedral da arquidiocese de Los Angeles.....	52
<b>Figura 3.4</b> Aeroporto de Dulles.....	52
<b>Figura 3.5</b> Prédio da ASTM – em <i>Conshohocken</i> , Pensilvânia.....	53
<b>Figura 3.6</b> Torre do Tombo, Lisboa – Portugal.....	53
<b>Figura 3.7</b> Edifício Flexotronics, Sorocaba-SP.....	54
<b>Figura 3.8</b> Panamerica Park, São Paulo-SP.....	54
<b>Figura 3.9</b> Porcentagem exportada de cimento Portland brasileiro.....	55
<b>Figura 3.10</b> Porcentagem de importação de cimento Portland branco.....	56
<b>Figura 3.11</b> Valores de pH e resistência iônica da solução da água dos poros do cimento Portland branco (WPC) e cimento Portland cinza (OPC).....	62
<b>Figura 4.1</b> Ensaio de absorção de água por capilaridade.....	83
<b>Figura 4.2</b> Câmaras de carbonatação concentração saturadas de CO <sub>2</sub> .....	85
<b>Figura 4.3</b> Cilindro de CO <sub>2</sub> e controlador de vazão.....	85
<b>Figura 4.4</b> Aspecto dos corpos-de-prova cilíndricos após carbonatação acelerada.....	85
<b>Figura 4.5</b> Esquema simplificado da câmara de sazonalidade.....	86
<b>Figura 4.6</b> Corpo-de-prova embalado para homogeneização.....	87
<b>Figura 4.7</b> Corpo-de-prova sendo aplicado parafina.....	87
<b>Figura 4.8</b> Corpos-de-prova dispostos dentro da câmara sob o gabarito.....	87
<b>Figura 4.9</b> Identificação das faces dos corpos-de-prova para ensaio de carbonatação....	88
<b>Figura 4.10</b> Aspecto do corpo-de-prova ao ser analisado no analisador de imagens.....	88
<b>Figura 4.11</b> Diagrama de dosagem do concreto de referência.....	94
<b>Figura 4.12</b> Adensamento do concreto e formas utilizadas.....	96
<b>Figura 4.13</b> Processo de cura dos corpos-de-prova submetidos à carbonatação.....	97
<b>Figura 5.1</b> Resistência à compressão em função da interação entre o tipo de cimento e a idade.....	99
<b>Figura 5.2</b> Resistência à compressão dos concretos em função da interação entre a relação a/c e o tipo de cimento.....	100
<b>Figura 5.3</b> Resistência à compressão dos concretos com CPV, valores observados e previstos.....	104
<b>Figura 5.4</b> Resistência à compressão dos concretos com CP-B1, valores observados e	104

previstos.....	
<b>Figura 5.5</b> Resistência à compressão dos concretos com CP-B2, valores observados e previstos.....	104
<b>Figura 5.6</b> Resistência à compressão dos concretos com CP-B3, valores observados e previstos.....	105
<b>Figura 5.7</b> Resistência à compressão dos concretos com CP-B4, valores observados e previstos.....	105
<b>Figura 5.8</b> Resistência à compressão dos cinco concretos moldados nas três relações a/c.....	106
<b>Figura 5.9</b> Valores observado e previstos para área carbonatada de concretos moldados com CP-B1.....	109
<b>Figura 5.10</b> Valores observado e previstos para área carbonatada de concretos moldados com CP-B2.....	110
<b>Figura 5.11</b> Valores observado e previstos para área carbonatada de concretos moldados com CP-B3.....	112
<b>Figura 5.12</b> Valores observado e previstos para área carbonatada de concretos moldados com CP-B4.....	114
<b>Figura 5.13</b> Valores observado e previstos para área carbonatada de concretos moldados com CP-V.....	115
<b>Figura 5.14</b> Curva prevista para área carbonatada variando a relação a/c.....	116
<b>Figura 5.15</b> Curvas do modelo de área carbonatada para todos os concretos com relações a/c=0,5 e 0,6.....	117
<b>Figura 5.16</b> Área carbonatada dos cinco concretos moldados, após 28 dias de ensaio acelerado.....	118
<b>Figura 5.17</b> Resultados obtidos na caracterização de cada tipo de cimento comparados à área carbonatada.....	119
<b>Figura 5.18</b> Compostos químicos de cada tipo de cimento comparados à área carbonatada.....	120
<b>Figura 5.19</b> Valores observado e previstos para profundidade de carbonatação de concretos moldados com CP-B1.....	122
<b>Figura 5.20</b> Valores observado e previstos para profundidade de carbonatação de concretos moldados com CP-B2.....	124
<b>Figura 5.21</b> Valores observado e previstos para profundidade de carbonatação de concretos moldados com CP-B3.....	125
<b>Figura 5.22</b> Valores observado e previstos para profundidade de carbonatação de concretos moldados com CP-B4.....	126
<b>Figura 5.23</b> Valores observado e previstos para profundidade de carbonatação de concretos moldados com CP-V.....	127
<b>Figura 5.24</b> Curvas do modelo de profundidade de carbonatação para todos os concretos com relações a/c=0,5 e 0,6.....	128
<b>Figura 5.25</b> Curva prevista para profundidade de carbonatação variando a relação a/c..	128

<b>Figura 5.26</b> Resultados obtidos na caracterização de cada tipo de cimento comparados à profundidade de carbonatação.....	129
<b>Figura 5.27</b> Compostos químicos de cada tipo de cimento comparados à profundidade de carbonatação.....	129
<b>Figura 5.28</b> Profundidade média da face 2 e 4 dos cinco concretos moldados, após 28 dias de ensaio acelerado.....	130
<b>Figura 5.29</b> Relação entre a profundidade de carbonatação da face 2 e 4 e a área carbonatada para todos os cimentos, aos 28 dias de ensaio acelerado.....	131
<b>Figura 5.30</b> Relação entre a área carbonatada e a resistência à compressão para todos os cimentos, aos 28 dias.....	132
<b>Figura 5.31</b> Relação entre a profundidade de carbonatação da face 2 e 4 e a resistência à compressão para todos os cimentos, aos 28 dias.....	133
<b>Figura 5.32</b> Relação entre a área carbonatada e a resistência à compressão para cada cimento, aos 28 dias.....	133
<b>Figura 5.33</b> Relação entre a profundidade de carbonatação da face 2 e 4 e a resistência à compressão para cada cimento, aos 28 dias.....	134
<b>Figura 5.34</b> Taxa de absorção para todos os cimentos.....	136
<b>Figura 5.35</b> Resistência capilar para todos os cimentos.....	136
<b>Figura 5.36</b> Curva prevista pelo modelo para taxa de absorção de todos os cimentos....	137
<b>Figura 5.37</b> Relação entre taxa de absorção de água e resistência à compressão para todos os cimentos, aos 28 dias.....	139
<b>Figura 5.38</b> Relação entre a taxa de absorção de água e a área carbonatada para todos os cimentos, aos 28 dias.....	140
<b>Figura 5.39</b> Relação entre a taxa de absorção de água e a profundidade de carbonatação da face 2 e 4 para todos os cimentos, aos 28 dias.....	140

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 2.1</b>	Influência da umidade relativa sobre a durabilidade.....	41
<b>Tabela 3.1</b>	Teores dos componentes dos cimentos Portland brancos.....	58
<b>Tabela 3.2</b>	Exigências químicas para o cimento Portland branco.....	58
<b>Tabela 3.3</b>	Compostos principais do cimento Portland.....	58
<b>Tabela 3.4</b>	Composição química de cimentos Portland branco estrutural.....	59
<b>Tabela 3.5</b>	Exigências físicas e mecânicas para o cimento Portland branco.....	63
<b>Tabela 3.6</b>	Resistência à compressão de concretos com pigmentos.....	67
<b>Tabela 3.7</b>	Resistência à compressão de concretos moldados com cimento branco e cinza (CPV-ARI).....	72
<b>Tabela 3.8</b>	Resistência à compressão de concretos moldados com cimento branco e cinza (CPV-ARI).....	73
<b>Tabela 3.9</b>	Propriedades mecânicas de concretos moldados com cimento branco e cinza.....	73
<b>Tabela 3.10</b>	Profundidade de carbonatação de concretos moldados com cimento branco e cinza.....	76
<b>Tabela 4.1</b>	Variáveis de resposta de interesse do projeto.....	78
<b>Tabela 4.2</b>	Parâmetros do processo considerados no projeto.....	79
<b>Tabela 4.3</b>	Parâmetros do processo priorizados para este experimento.....	80
<b>Tabela 4.4</b>	Caracterização do agregado miúdo.....	90
<b>Tabela 4.5</b>	Caracterização do agregado graúdo.....	90
<b>Tabela 4.6</b>	Caracterização físico-mecânica e química dos cimentos utilizados.....	92
<b>Tabela 4.7</b>	Resultados do ajuste da curva de dosagem experimental.....	93
<b>Tabela 4.8</b>	Proporcionamento dos concretos.....	94
<b>Tabela 4.9</b>	Abatimento e quantidade de aditivo (% sobre a massa de cimento).....	95
<b>Tabela 5.1</b>	Análise de variância – resistência à compressão.....	99
<b>Tabela 5.2</b>	Parâmetros do processo priorizados para este experimento.....	101
<b>Tabela 5.3</b>	Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CPV – ARI.....	101
<b>Tabela 5.4</b>	Parâmetro dos fatores analisados para resistência à compressão do concreto com CPV – ARI .....	101
<b>Tabela 5.5</b>	Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-B1.....	101
<b>Tabela 5.6</b>	Parâmetro dos fatores analisados para resistência à compressão do concreto com CP-B1.....	101
<b>Tabela 5.7</b>	Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-B2.....	102
<b>Tabela 5.8</b>	Parâmetro dos fatores analisados para resistência à compressão do	102

concreto com CP-B2.....	
<b>Tabela 5.9</b> Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-B3.....	102
<b>Tabela 5.10</b> Parâmetro dos fatores analisados para resistência à compressão do concreto com CP-B3.....	102
<b>Tabela 5.11</b> Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-B4 .....	102
<b>Tabela 5.12</b> Parâmetro dos fatores analisados para resistência à compressão do concreto com CP-B4.....	102
<b>Tabela 5.13</b> Valores médios observados para resistência à compressão (MPa).....	103
<b>Tabela 5.14</b> Valores previstos para resistência à compressão (MPa).....	103
<b>Tabela 5.15</b> Comparação dos valores previstos dos concretos brancos com o concreto de referência.....	105
<b>Tabela 5.16</b> Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-B1.....	107
<b>Tabela 5.17</b> Parâmetros dos fatores analisados para carbonatação do concreto com CP-B1.....	107
<b>Tabela 5.18</b> Resultados observados no ensaio de carbonatação acelerado para concretos moldados com CP-B1.....	108
<b>Tabela 5.19</b> Resultados previstos através da equação modelo para concretos moldados com CP-B1.....	108
<b>Tabela 5.20</b> Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-B2.....	109
<b>Tabela 5.21</b> Parâmetros dos fatores analisados para carbonatação do concreto com CP-B2.....	109
<b>Tabela 5.22</b> Valores observados no ensaio de carbonatação acelerado para concretos moldados com CP-B2.....	110
<b>Tabela 5.23</b> Valores previstos através da equação modelo para concretos moldados com CP-B2.....	110
<b>Tabela 5.24</b> Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-B3.....	111
<b>Tabela 5.25</b> Valores observados no ensaio de carbonatação acelerado para concretos moldados com CP-B3.....	111
<b>Tabela 5.26</b> Valores previstos através da equação modelo para concretos moldados com CP-B3.....	111
<b>Tabela 5.27</b> Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-B4.....	112
<b>Tabela 5.28</b> Parâmetros dos fatores analisados para carbonatação do concreto com CP-B4.....	112
<b>Tabela 5.29</b> Valores observados no ensaio de carbonatação acelerado para concretos moldados com CP-B4.....	113
<b>Tabela 5.30</b> Valores previstos através da equação modelo para concretos moldados com CP-B4.....	113
<b>Tabela 5.31</b> Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-V.....	114
<b>Tabela 5.32</b> Parâmetros dos fatores analisados para carbonatação do concreto com	114

CP-V.....	
<b>Tabela 5.33</b> Valores observados no ensaio de carbonatação acelerado para concretos moldados com CP-V.....	115
<b>Tabela 5.34</b> Valores previstos através da equação modelo para concretos moldados com CP-V.....	115
<b>Tabela 5.35</b> Comparação dos valores previstos de área carbonatada dos concretos brancos em relação ao concreto de referência, após 28 dias de ensaio acelerado.....	118
<b>Tabela 5.36</b> Análise de variância da regressão múltipla - concreto com CP-B1.....	121
<b>Tabela 5.37</b> Parâmetros dos fatores analisados para carbonatação do concreto com CP-B1.....	121
<b>Tabela 5.38</b> Profundidades médias carbonatada por faces, para o CP-B1.....	122
<b>Tabela 5.39</b> Análise de variância da regressão múltipla - concreto com CP-B2.....	123
<b>Tabela 5.40</b> Parâmetros dos fatores analisados para carbonatação do concreto com CP-B2.....	123
<b>Tabela 5.41</b> Profundidades médias carbonatada por faces, para o CP-B2.....	123
<b>Tabela 5.42</b> Análise de variância da regressão múltipla - concreto com CP-B3.....	124
<b>Tabela 5.43</b> Parâmetros dos fatores analisados para carbonatação do concreto com CP-B3.....	124
<b>Tabela 5.44</b> Profundidades médias carbonatada por faces, para o CP-B3.....	125
<b>Tabela 5.45</b> Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-B4.....	125
<b>Tabela 5.46</b> Parâmetros dos fatores analisados para carbonatação do concreto com CP-B4.....	125
<b>Tabela 5.47</b> Profundidades médias carbonatada por faces, para o CP-B4.....	126
<b>Tabela 5.48</b> Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-V.....	126
<b>Tabela 5.49</b> Parâmetros dos fatores analisados para carbonatação do concreto com CP-V.....	127
<b>Tabela 5.50</b> Profundidades médias carbonatada por faces, para o CP-V.....	127
<b>Tabela 5.51</b> Comparação dos valores previstos de profundidade de carbonatação dos concretos brancos em relação ao concreto de referência, após 28 dias de ensaio acelerado.....	130
<b>Tabela 5.52</b> Valores obtidos e previstos para taxa de absorção e resistência capilar	134
<b>Tabela 5.53</b> Análise de variância conjunta dos cimentos.....	135
<b>Tabela 5.54</b> Valores das constantes B0, B1 e n para os cimentos analisados.....	137
<b>Tabela 5.55</b> Valores previstos para taxa de absorção ( $\text{g/cm}^2 * \text{h}^{1/2}$ ).....	137
<b>Tabela 5.56</b> Comparação dos valores previstos com o concreto de referência.....	138

## RESUMO

KIRCHHEIM, A. P. **Concretos de cimento Portland branco estrutural: avaliação da carbonatação e absorção capilar**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O cimento branco é produzido pela pulverização de um clínquer de cimento Portland branco onde, através da diminuição do teor de óxido de ferro deste clínquer, pode-se produzir cimentos de cores claras. O concreto de cimento Portland branco estrutural chega como uma nova tendência dentro do contexto da construção civil. No entanto, por ser um material relativamente novo no mercado, estudos relacionados com este tipo de cimento se caracterizam por ser inovadores, visto que há deficiência de pesquisas neste tema e também reduzido acervo bibliográfico, principalmente nos aspectos relacionados com a durabilidade. Entretanto, sua utilização precede um embasamento teórico adicional. Assim, esse trabalho objetiva avaliar a resistência à compressão, a carbonatação e a absorção capilar de concretos moldados com quatro tipos de cimento Portland branco estrutural, comparando seus resultados com um concreto moldado com cimento Portland de alta resistência inicial (CPV-ARI), utilizado como referência. Outras variáveis investigadas foram a relação água/cimento (0,4; 0,5; 0,6) e cura em três idades (3, 14 e 28 dias). Todos os resultados experimentais foram modelados estatisticamente e apresentaram coeficiente de correlação superiores a 75%. Os modelos obtidos mostram que as resistências à compressão dos concretos moldados com cimentos Portland branco estudados são satisfatórias, pois equivalem às dos moldados com CPV. Em termos de carbonatação, os resultados mostram um desempenho dos concretos moldados com cimento branco superior quando comparados aos moldados com cimento CPV, excetuando-se os moldados com um dos cimentos branco, mostrando a necessidade de possíveis ajustes em sua composição física e química, para que este tenha uma melhora em seu desempenho. Com relação aos valores encontrados para absorção capilar, todos os concretos obtiveram redução dos seus valores, quando comparados ao concreto referência, confirmando que concretos moldados com cimento Portland branco possuem desempenho satisfatório quando analisada a taxa de absorção de água por capilaridade.

Palavras-chave: cimento Portland branco estrutural; carbonatação; absorção capilar.

## ABSTRACT

KIRCHHEIM, A. P. **Structural white concrete: evaluation of the carbonation and water absorption.** 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The structural white Portland cement is manufactured by the spraying of white cement clinker, where through the reduction of the iron oxide content, light-colored cements can be produced. The concrete made with such white Portland cement arrives as a new trend for the construction industry. However, studies related with its use are still innovative, since there is a great lack of research and also a quite limited literature on this subject, mainly in terms of durability aspects. In most cases, the structural white cement concrete has been accepted without an additional theoretical background. In this study, an experimental program based on compressive strength and water absorption results was carried out on concrete specimens made with four types of white cement. The high early strength cement (CP-V) was taken as a reference concrete. The other variables investigated were the water/cement ratio (0,4; 0,5 and 0,6), the curing age (3, 14, 28). The experimental results were analyzed statistically presenting a coefficient of correlation greater than 75%. The results obtained showed that the compressive strength of the concrete made with white Portland cement was satisfactory when compared to the reference concrete. The results obtained on the carbonation tests showed that the concrete made with structural white cement presented an improved behavior when compared to the reference concrete. The results also showed that the water absorption rate by sorptivity was lower when compared to the reference concrete.

Keywords: white Portland cement; carbonation; water absorption.

## 1 INTRODUÇÃO

O crescimento acelerado da construção civil provocou a necessidade de inovações que trazem a aceitação implícita de maiores riscos. Aceito estes riscos, ainda que dentro de certos limites, ocorre a progressão do desenvolvimento tecnológico naturalmente. Frequentemente novas tecnologias e novos materiais são introduzidos no mercado mesmo existindo situações onde faltam informações sobre suas propriedades e seu comportamento com relação às solicitações cotidianas. Como em qualquer setor, isto também ocorre no mercado da construção civil.

O cimento Portland branco é um tipo de cimento que se diferencia dos demais pela coloração. A cor branca é conseguida a partir da utilização de matérias-primas com baixos teores de óxido de ferro e manganês e pela aplicação de condições especiais durante a fabricação, especialmente com relação ao resfriamento e à moagem do produto (MEHTA e MONTEIRO, 1994; NEVILLE, 1997). É um produto relativamente novo no mercado nacional mas já é bastante utilizado em alguns países da América do Sul, nos Estados Unidos e principalmente na Europa. Contudo, assuntos relacionados ao seu estudo se caracterizam por serem inovadores, pois há deficiência de pesquisas nesta área.

Atualmente a bibliografia sobre o tema não é ampla, encontrando-se poucas publicações, na maioria das vezes estrangeiras, referentes à produção (PUERTAS et al, 1995; PUERTAS et al, 1996, entre outros), propriedades químicas e físico-mecânicas (HAMAD, 1995) e principalmente pesquisas relacionadas à hidratação (BENSTED, 1982; SHING e SHING, 1989; SHING et al 1991; STÜRMER et al, 1994; HEREN e ÖLMEZ, 1996, entre outros) e ao tempo de início e fim de pega (MENEK e HEREN, 1999, entre outros) do cimento Portland branco, algumas vezes comparando as propriedades avaliadas com cimentos Portland cinza. Observa-se, ainda, lacunas quanto às propriedades referentes à durabilidade de concretos moldados com esse tipo de cimento, sendo que até mesmo em países que já o utilizam em grandes obras, este conhecimento é deficiente.

No Brasil, tanto a utilização quanto estudos que esclareçam as propriedades de concretos com cimento Portland branco são ainda incipientes, não existindo diretrizes seguras para sua produção e emprego, despertando assim o interesse em entender as características e propriedades deste tipo de cimento, e com isso possibilitar o aumento da utilização correta do produto. Alguns estudos já foram realizados, em concreto colorido, utilizando cimento

Portland branco com adição de pigmentos, por Helene e Galante (1999), pretendendo encorajar o casamento da cultura latina, cheia de cores, com a tendência do concreto aparente da arquitetura urbana.

As possibilidades de uso deste material em concreto estrutural para fins arquitetônicos, obras civis de grande porte, produtos pré-moldados, entre outros, são irrefutavelmente extraordinárias, abrindo um grande caminho para novas pesquisas. Este produto, além de proporcionar um diferencial frente a sua beleza no projeto arquitetônico, possui vantagens frente à refletância da radiação solar. Porém, o concreto com cimento Portland branco é um material cujas potencialidades, em termos de aparência estética e capacidade estrutural, somente são atingidos quando se opta por uma adequada prescrição e controle de etapas fundamentais nas diferentes fases do processo, que se entendem da concepção à execução (NERO e NUNES, 2000).

Percebe-se, assim, a necessidade de investigação de parâmetros, construtivos e características do próprio material, principalmente quando se trata de novos materiais ou novas utilizações de materiais convencionais. Em especial, recomenda-se a inclusão de conceitos de durabilidade.

Atualmente, no Brasil, existem duas fábricas que produzem o cimento Portland branco estrutural. No entanto, é consenso que o produto final ainda pode necessitar ajustes sob o ponto de vista do desempenho necessário para seu uso na construção civil. São raras as pesquisas relacionadas a características de durabilidade. Já em relação às propriedades mecânicas alguns estudos já foram realizados, principalmente comparando cimento Portland branco e cinza (HAMAD, 1995; KATZ, 2002; BENITEZ et al, 2002; BENITEZ et al, 2003, entre outros).

Apesar dos estudos realizados em número bastante significativo relacionados a concretos com cimento convencional, há poucas pesquisas relacionadas ao uso de cimento Portland branco, existindo lacunas referentes às propriedades dos concretos brancos e sua durabilidade. Não conhecendo o comportamento das construções no meio onde elas estão inseridas, não há como se prever a manutenção, tornando o custo destas construções um tanto elevado. Sendo assim, esta deficiência referente ao conhecimento destas propriedades pode vir a aumentar as possibilidades de deterioração de concretos moldado com cimento Portland branco estrutural.

Estes estudos podem permitir transformar um produto novo e não muito utilizado em um

material seguro e com potencial difusão e aumento de vendas, possibilitando, assim, com o aumento da demanda, a redução do seu preço.

Desta forma, constitui-se fundamental o desenvolvimento de pesquisas com caráter esclarecedor das propriedades do concreto com cimento Portland branco, juntamente com possíveis métodos construtivos diferenciados e materiais apropriados, e esta foi a motivação deste trabalho.

## 1.1 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

O material mais utilizado na construção civil sem dúvida é o concreto. Para Andrade (1997) “é praticamente inconcebível dissociar o desenvolvimento tecnológico da humanidade do desenvolvimento e do uso do concreto”.

A compatibilidade dos materiais constituintes bem como a conjugação do aço com o concreto propicia uma complementação físico-mecânica e química, o que explica o grande sucesso do emprego do concreto armado como material de construção. Dentre as diversas razões para se fazer uso do concreto, além de ser resistente à água e facilmente executado numa variedade de formas e tamanhos, este material possui baixo custo e é facilmente disponível no canteiro de obras.

Paralelamente a isso, durante muitos anos o concreto era considerado um material que não necessitava de maiores cuidados de manutenção, devido ao seu excelente desempenho nas obras onde se fazia uso. Assim o concreto foi sendo empregado em larga escala em diversos ambientes e sob condições de exposição extremamente desfavoráveis, o que acabou ocasionando uma redução significativa da durabilidade destas estruturas (ANDRADE, 1997).

Segundo o CIB W80/RILEM 71-PSL (1983), a durabilidade é “a capacidade que um produto, componente ou construção possui de manter o seu desempenho acima dos níveis mínimos especificados, de maneira a atender às exigências dos usuários, em cada situação específica”. Isaia e Helene (1993) destacam que a “durabilidade adquire especial importância quando focado sob aspecto estrutural, tornando-se propriedade crítica se houver perda de desempenho que signifique tanto diminuição da segurança quanto redução da vida útil da construção”. Justificam que as conseqüências desta situação podem ser cruciais porque a segurança de uma estrutura envolve aspectos referentes à sobrevivência (proteção à vida) e à

integridade (proteção à propriedade).

Infelizmente, na indústria da construção civil, muitos produtos são empregados sem uma avaliação prévia do seu comportamento em serviço, o que tem caracterizado uma realidade na qual uma enorme parcela de edifícios tem apresentado problemas quanto à durabilidade.

Conforme Silva Filho (1994), diversas causas podem esclarecer esta situação, tais como a transmissão deficiente dos conhecimentos para o meio produtivo: a dificuldade de produzir ensaios de avaliação da durabilidade confiáveis; discrepâncias existentes entre o comportamento dos fenômenos de deterioração em laboratório e na estrutura real, juntamente com o surgimento de novos materiais, ou a modificação dos existentes; não podendo deixar de fora a variação nas condições ambientais ao longo do tempo, como o agravamento da poluição nas zonas urbanas de grandes cidades.

Entre os diversos tipos de manifestações patológicas encontradas em estruturas de concreto armado, a corrosão da armadura é a de maior incidência. Aranha (1994) expõe que na região Amazônica, a corrosão é registrada como 42,68% das manifestações patológicas para obras convencionais e 52,63% para obras especiais. Andrade (1997) relata que para o estado de Pernambuco, a corrosão de armaduras corresponde a 64% das manifestações patológicas registradas, sendo que 41,3% destas foram registradas em obras situadas em ambientes urbanos e 5,8% em ambientes marinhos.

Helene (1997) considera que a resistência da estrutura de concreto frente à ação do meio ambiente para um mesmo uso dependerá da resistência do concreto e da resistência da armadura, e conseqüentemente a degradação de qualquer um destes componentes comprometerá a estrutura como um todo. Relata ainda que os principais agentes agressivos à armadura são: o gás carbônico ( $\text{CO}_2$ ), responsável pela carbonatação, e os íons cloreto que alteram a película passivadora. Já os agentes agressivos ao concreto são: ácidos que contribuem para a redução do pH e conseqüente elevação do risco de despassivação da armadura; os sulfatos e reações álcali-agregado, que geram produtos expansivos, destruindo o concreto de cobrimento e de proteção da armadura, que além de atacarem o concreto, atacam também a armadura.

A baixa permeabilidade do material e a estanqueidade da estrutura tornam-se os principais fatores determinantes da durabilidade, segundo Mehta e Monteiro (1994) e Kumar e Bhattacharjee (2002).

A carbonatação, segundo Saetta et al apud Kulakowski (2002), é apenas um dos fatores que afetam a durabilidade das estruturas de concreto e seu estudo deve ser realizado dentro de um contexto que envolva outros processos que afetam a durabilidade, como difusão de cloretos, difusão de oxigênio, absorção de água, formação de fissuras, entre outros.

Sendo assim, estudos relacionados à carbonatação combinados com a caracterização da micro-estrutura, principalmente da porosidade, são indispensáveis para se obter respostas no que se refere ao comportamento de concretos de cimento Portland branco juntamente com os de cimento Portland cinza.

Pode-se afirmar, segundo John e Tudisco (1993), que avanços na compreensão da micro-estrutura e composição química do concreto e de seus mecanismos de degradação possibilitam projetar estruturas, levando-se em consideração não somente a estabilidade estrutural, mas também a vida útil desejada frente a determinados fatores de degradação. Para isso, torna-se imprescindível o início de estudos de durabilidade em concretos moldados com cimento Portland branco.

## 1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal desta pesquisa é a comparação do comportamento dos concretos de cimento Portland branco e de cimento Portland cinza frente aos fenômenos da carbonatação e absorção capilar.

Os objetivos específicos da pesquisa são descritos a seguir:

- a) verificar se existe correlação entre a absorção capilar e a carbonatação em concretos confeccionados com cimento Portland branco estrutural e cimento Portland cinza;
- b) verificar se existe correlação entre a resistência à compressão e os parâmetros que foram utilizados para identificar a durabilidade (absorção capilar e a carbonatação) em concretos confeccionados com cimento Portland branco estrutural e cimento Portland cinza,
- c) verificar de que forma a relação água/cimento influencia na carbonatação e absorção capilar de concretos confeccionados com cimento Portland branco e cimento Portland cinza,

- d) verificar a evolução da resistência à compressão com a idade para os concretos estudados, fato importante dada as mudanças na composição química do material.

### 1.3 LIMITAÇÕES

Em virtude do tempo limitado da pesquisa bem como dos recursos disponíveis, foi necessário eleger alguns dos inúmeros fatores que influenciam as propriedades mecânicas, funcionais e de durabilidade do concreto, dentre os quais: relação água/cimento, tipo e quantidade de aditivos, grau de hidratação, tipo e consumo de cimento, tipo e dimensão característica do agregado graúdo, coloração e módulo de finura do agregado miúdo e outros. Os demais foram fixados limitando o número de variáveis. O presente foi restringido da seguinte forma:

- a) Trabalhou-se com cinco tipos de cimento encontrados no mercado, sendo quatro cimentos Portland brancos e um cimento Portland cinza (CP-V ARI);
- b) Elegeram-se duas propriedades (carbonatação e absorção capilar) das inúmeras relacionadas à durabilidade;
- c) Elegeram-se somente o ensaio de resistência à compressão como parâmetro de controle de desempenho mecânico dos concretos executados;
- d) Fixou-se três relações água/cimento (0,40; 0,50; 0,60) para a realização dos ensaios;
- e) Considerou-se três idades de resistência à compressão (3, 14 e 28 dias), para traçar a curva de Abrams;
- f) Considerou-se quatro idades, para a verificação da evolução da profundidade de carbonatação (estas variáveis para cada tipo de cimento e relação a/c);

Como limitação da pesquisa, deve-se ainda considerar as restrições impostas por não se possuir uma câmara de carbonatação específica, com controle de umidade e concentração de gás carbônico.

### 1.4 ESTRUTURA DA PESQUISA

A pesquisa foi estruturada em 6 capítulos, que são descritos a seguir.

O primeiro capítulo apresenta uma justificativa da necessidade de pesquisas referentes às

propriedades do cimento Portland branco estrutural, além de relacionar os objetivos da pesquisa, suas limitações e sua estrutura.

No segundo capítulo é feita uma revisão bibliográfica dos tópicos específicos de interesse desta dissertação, referente a degradação das estruturas de concreto.

No terceiro capítulo são mostrados alguns exemplos de aplicações dos concretos moldados com cimento Portland branco, apresenta-se o contexto, as características químicas e físicas do cimento Portland branco. Além disso discutem-se as características do concreto branco moldado com este tipo de cimento, os materiais diferenciados para sua produção, bem como suas propriedades no estado fresco e endurecido.

No quarto capítulo é apresentado o programa experimental, que compreende o projeto estatístico utilizado, planejamento e métodos de ensaios, caracterização e seleção dos materiais, bem como o método de dosagem experimental utilizado na pesquisa.

No quinto capítulo são apresentados os resultados obtidos durante o programa experimental, juntamente com a análise e discussão dos mesmos, correlacionando com outros resultados encontrados na literatura.

No sexto capítulo são apresentadas as conclusões do trabalho e as sugestões para pesquisas futuras.

## **2 DEGRADAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO**

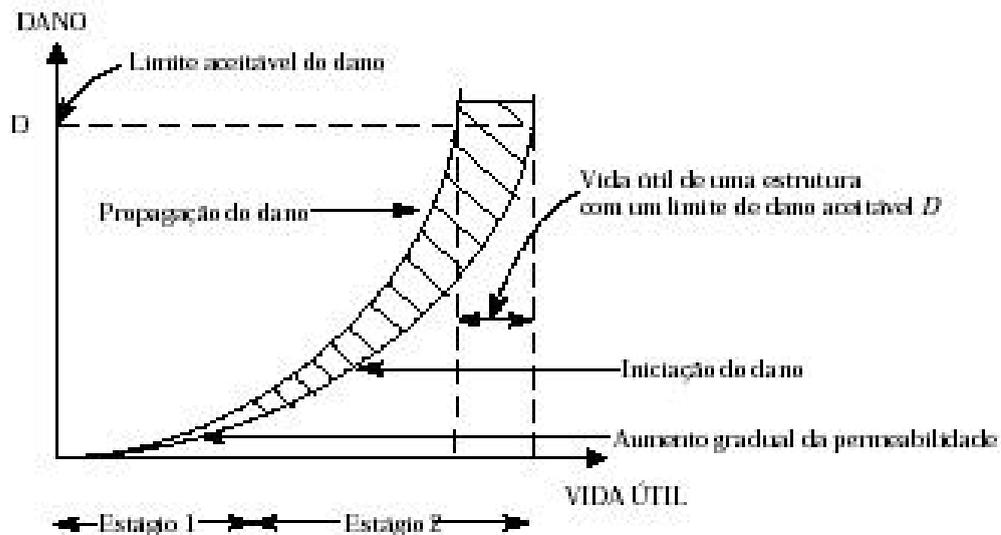
Devido às suas características físicas, químicas e mecânicas, o concreto, sendo utilizado nos mais diversos ambientes, está sujeito ao ataque de uma série de agentes deletérios que podem comprometer sua durabilidade (ANDRADE, 1997). Uma estrutura de concreto é durável quando desempenha as funções que lhe foram atribuídas, mantendo a resistência e utilidade que dela se espera durante um período de vida previsto. O concreto deve suportar o processo de deterioração ao qual se supõe que venha a ser submetido; portanto, nessas condições, o concreto é considerado durável (NEVILLE, 1997).

John (2000) destaca que a avaliação de durabilidade envolve a compreensão do desempenho esperado do produto; o conhecimento científico da composição do material, da microestrutura e do comportamento do novo produto; a caracterização do(s) agente(s) aos quais o produto estará exposto; o estabelecimento das alterações que podem resultar da interação do produto com agentes externos e, finalmente, a avaliação das conseqüências desta interação no desempenho ao longo do tempo.

Sendo assim, o estudo da durabilidade dos novos materiais e componentes das edificações está relacionado com a da estimativa da sua vida útil. Conhecendo-se o comportamento de um material ou componente da edificação em um determinado meio, pode-se estimar as atividades de manutenção necessárias ao longo da vida útil prevista e diminuir as despesas inerentes a estas atividades, evitando que um problema pequeno e localizado transforme-se em um problema generalizado e de difícil solução. Além disso a durabilidade deve ser analisada por estar diretamente relacionada com a saúde e a segurança dos usuários, bem como com o desenvolvimento social sustentável.

Estimar a vida útil das estruturas de concreto armado é de fundamental importância para que se possa abordar, de forma quantitativa, a questão da durabilidade das estruturas. Segundo CEB (1992), entende-se por vida útil, o período de tempo em que a estrutura conserva os requisitos de projeto (segurança, estabilidade, funcionalidade e estética) sem exigir medidas extras de manutenção e reparo, incluindo nestes requisitos aspectos de durabilidade como as ações do meio ambiente entre as possíveis solicitações a que a estrutura estará sendo submetida.

A curva de predição de vida útil relacionada à corrosão da armadura de uma estrutura foi apresentada, em 1982, por Tuuti. No entanto, Andrade (2002) salienta que esta curva não pode ser considerada de uma maneira tão simplista como é abordada por Tuutti (1982), em virtude da grande quantidade de fatores intervenientes nos processos de degradação. O autor cita Mehta (1994) que propõe uma nova forma de consideração da vida útil das estruturas, como pode ser observada na Figura 2.1.



**Figura 2.1** Vida útil de estruturas de concreto (MEHTA, 1994 apud ANDRADE, 2002)

Andrade justifica, citando Mehta (1994), que a vida útil de uma estrutura não pode ser descrita como tendo uma forma linear, onde há uma clara tendência de comportamento. Segundo o modelo proposto, o concreto permanecerá em perfeito estado enquanto a baixa permeabilidade do mesmo estiver garantida (AÏTCIN, 1994 apud ANDRADE, 2002). Devido ao efeito das condições ambientais, de carregamento e da interação dos mesmos com a estrutura do concreto, os agentes de degradação penetram no interior do mesmo, dando início aos processos de deterioração. Em função da complexidade e variabilidade de efeitos que tais processos podem causar, o comportamento da degradação de uma estrutura estaria melhor representado pela área hachurada da Figura 2.1.

Conforme Pereira (2001), as medidas necessárias para estimar a vida útil das estruturas são escolhidas levando-se em consideração as características dos materiais, as condições de exposição e os modelos de deterioração. O que se observa é que as mesmas não podem ser tomadas de uma maneira global para todos os tipos de estruturas, em virtude da variabilidade que há entre todos os fenômenos envolvidos no processo. Em função do sinergismo existente entre os diversos fatores que regem as várias formas de degradação que poderiam ser

analisadas, a determinação da durabilidade e da vida útil das estruturas é extremamente difícil de ser realizada.

Silveira (1996) salienta que extensa literatura cobre hoje os aspectos físicos, químicos e físico-químicos das causas de deterioração, sendo que a maior parte do conhecimento sobre os processos responsáveis por esta questão é proveniente de estudos de casos de estruturas em condições reais de agressão. Esse acompanhamento confirma que a deterioração do concreto não é função de uma única causa, sendo comum a atuação conjunta de diversos fatores deletérios inter-relacionados.

Este acompanhamento é fundamental, pois mapeando as condições de exposição pode-se saber como e em quais meios o material pode ser adequadamente utilizado, desta forma previne-se uma série de atividades e incômodos referentes à manutenção preventiva e corretiva da edificação ou obra.

## 2.1 CAUSAS DA DETERIORAÇÃO DO CONCRETO

A deterioração do concreto é iniciada, geralmente, por processos químicos, embora fatores físicos e mecânicos também possam estar envolvidos, em combinações ou não com os processos químicos. Além destes, pode-se distinguir outros tipos de deterioração, como as desencadeadas por processos biológicos ou, ainda, eletroquímicos, como é caso da corrosão da armadura. O ACI 201.2R (1992) discute algumas das mais importantes causas da deterioração do concreto e fornece recomendações de como agir.

Mehta e Monteiro (1994) agrupam as causas físicas em duas categorias:

- a) Desgaste superficial ou perda de massa devida à abrasão, erosão e cavitação;
- b) Fissuração devida a gradientes normais de temperatura e umidade, pressões de cristalização de sais nos poros, carregamento estrutural e exposição a extremos de temperatura tais como congelamento ou fogo.

Já as químicas são desencadeadas a partir do momento em que alguma substância nociva penetra no interior do concreto, através da porosidade dos elementos, ou são incorporadas a partir da mistura dos materiais constituintes do concreto. Estas substâncias para serem agressivas, e produzir algum dano significativo, devem se apresentar em concentrações acima

de determinados limites de tolerância (BRANDÃO e PINHEIRO, 1999). Mehta e Monteiro (1994) agruparam as causas químicas em três categorias:

- a) Hidrólise dos componentes da pasta de cimento por água pura;
- b) Trocas iônicas entre fluidos agressivos e a pasta de cimento;
- c) Reações causadoras de produtos expansivos (expansão por sulfatos, reações álcali-agregado e corrosão da armadura no concreto).

Conforme Silveira (1996), a distinção entre as causas físicas e químicas tem o objetivo apenas de explicar sistematicamente e individualmente os vários fenômenos envolvidos. Na prática, ambas interagem ou ocorrem simultaneamente, o que torna, às vezes, a identificação dos fenômenos envolvidos bastante difícil. Independente da origem da causa de degradação, na maioria dos casos existem dois fatores principais que incidem sobre a deterioração do concreto: os mecanismos de transporte de líquidos e gases e a estrutura de poros.

Portanto, considerações referentes à durabilidade exigem um entendimento dos fenômenos envolvidos nestes processos. Os principais agentes que influem na durabilidade e que podem ingressar no concreto são três: água (pura ou com íons agressivos), dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) e oxigênio (NEVILLE, 1997). O deslocamento destes agentes agressivos depende principalmente da estrutura da pasta de cimento hidratada e ocorre através dos poros e das suas microfissuras (CEB, 1992). Cabe portanto, discutir como são os mecanismos de transporte no concreto.

## 2.2 MECANISMOS DE TRANSPORTE DE AGENTES AGRESSIVOS

No concreto, quando o cimento se mistura com a água, seus diversos componentes se hidratam formando um conglomerado, constituído pelas fases hidratadas do cimento, pelos agregados e por uma fase aquosa. O concreto resulta em um sólido compacto e denso, porém poroso. A rede de poros é um entramado de canais e capilares, nem sempre comunicantes entre si, mas que permitem que o concreto apresente permeabilidade aos líquidos e gases (ANDRADE, 1992; KUMAR e BHATTACHARJEE, 2002). O que determina qual o mecanismo de transporte dominante no concreto é a configuração dos poros (tipo e distribuição do tamanho dos poros ou microfissuras) e a porcentagem preenchida com água (NEVILLE, 1997), juntamente com as microfissuras na matriz da pasta de cimento hidratada

e da interface pasta-agregado (FIB BULLETINS, 1999).

Larbi apud Neville (1997) considera que, mesmo com a maior porosidade normalmente existente na região da interface, a permeabilidade do concreto é controlada pela pouca idade da pasta de cimento hidratada, que é a única fase contínua no concreto.

De acordo com Isaia (1995) e Ferreira (1999), existem vários fatores que contribuem para a formação da estrutura de poros entre eles: o tipo de cimento, a presença de adições ou aditivos, a produção do concreto (lançamento, adensamento e cura), as características do agregado, e a quantidade de água. Conforme Kumar e Bhattacharjee (2002), o sistema de poros no concreto as vezes pode mudar com o grau de hidratação e mudanças químicas devidos à agressividade do meio ambiente. Nepomuceno (1992) salienta que o principal fator de deterioração de estruturas de concreto armado é a interação do meio ambiente com o concreto. A partir desta interação há o aparecimento dos diversos tipos de processos de degradação, tanto no concreto como na armadura (ANDRADE, 1997). Quanto mais permeável um concreto for ao transporte interno de líquidos, gases e de outros agentes agressivos, maior será a probabilidade de sua degradação. Como não é possível alterar as condições ambientais, estas devem ser respeitadas, adequando ao clima e aos materiais locais as estruturas construídas.

Para isso, o conhecimento das propriedades de transferência de massa nos materiais cimentícios são de fundamental importância para o entendimento dos diversos mecanismos de deterioração que ocorrem nas estruturas de concreto (ANDRADE, 2002).

Sendo assim, Neville (1997) distingue três mecanismos de entrada/deslocamento de fluídos através do concreto:

- a) penetração de água sob pressão: refere-se ao escoamento sob diferencial de pressão;
- b) Difusão: processo no qual o fluido se desloca por efeito de uma diferença de concentração;
- c) Sucção capilar: é o resultado de movimentos capilares nos poros do concreto abertos ao meio ambiente.

Além destes três mecanismos, o FIB BULLETINS (1999) cita a migração que é o efeito de um campo elétrico, que pode ser oriundo da deflagração de pilhas de corrosão eletroquímicas ou de uma diferença de potencial gerada por uma fonte externa (HELENE, 1993), sendo que

este mecanismo diz respeito ao transporte de íons, que não será abordado neste trabalho. Cabe ressaltar que estes mecanismos podem atuar simultaneamente, ou sucessivamente, ao longo do tempo, dependendo das condições de exposição (temperatura, umidade, dentre outras) a que o concreto esteja submetido. A seguir serão descritos os principais mecanismos de transporte no concreto citados por Neville (1997).

### 2.2.1 Penetração de água sob pressão

A penetração de água sob pressão pode ser definida como a facilidade com que um fluido pode escoar através de um sólido, sob um gradiente de pressão externa, sendo determinada pela continuidade e tamanho dos poros na estrutura do sólido (MEHTA e MONTEIRO, 1994). Cascudo (1997) salienta que a penetração de água sob pressão é um dos principais parâmetros de qualidade do concreto e representa a facilidade ou dificuldade com que uma determinada substância transpõe certo volume de concreto. Depende de fatores como: pressão exercida, geometria dos vazios, viscosidade do líquido, espessura do material, presença de ar nos poros e idade (HOFFMANN, 2001).

Wolf (1991) destaca que, no concreto, a estrutura da pasta de cimento, o agregado e a zona de transição determinam a facilidade com que os fluidos, líquidos ou gases penetram e se deslocam no material, sob os mais distintos gradientes de pressão. Cascudo (1997) ressalta que a penetração de líquidos sob pressão será mais acentuada quanto maior for o diâmetro dos poros capilares e a comunicação entre eles. Os principais fatores que determinam a formação da estrutura de poros, e que portanto influenciam a facilidade com que fluidos, líquidos ou gases penetram e se deslocam pelo concreto, sob os mais distintos gradientes de pressão, são o tipo de cimento, a relação água/cimento, o grau de hidratação do cimento, o teor e tipo de adição, a presença de microfissuras ou fissuras (RASHEEDUZZAFAR (1992) apud PEREIRA (2001).

O coeficiente de penetração de água sob pressão da pasta de cimento é da ordem de  $10^{-4}$  a  $10^{-5}$  cm/s. A porosidade diminui com o processo de hidratação do cimento, reduzindo assim o coeficiente de penetração de água sob pressão. No entanto, Mehta e Monteiro (1994) salientam que não há proporcionalidade entre estes dois fatores. Os autores relatam que quando a relação água/cimento é alta e o grau de hidratação é baixo, a pasta de cimento terá alta porosidade capilar, esta pasta conterá um número relativamente elevado de poros grandes

e bem conectado e conseqüentemente terão um coeficiente de penetração de água sob pressão alta. No entanto, os poros são reduzidos a um pequeno tamanho, perdendo também sua interconecção, na medida que a hidratação progredir.

### 2.2.2 Sucção capilar

Helene (1993) distingue o mecanismo de transporte sucção capilar do mecanismo penetração de água sob pressão. O mecanismo de sucção capilar pode ser medido através da absorção capilar. Conforme Helene (1993), absorção capilar é a propriedade medida quando o processo de transporte atuante é o da penetração de água sob ação de uma pressão atmosférica normal, porque a ocupação dos vazios ocorre sem o estímulo de um gradiente de pressão aplicado. Sendo assim, a sucção capilar, medida pela absorção capilar, é uma propriedade de materiais não saturados, situação que se encontra o concreto nas estruturas comuns. Portanto, as estruturas de concreto estão permanentemente sujeitas à penetração de água por capilaridade, principalmente nas áreas expostas às intempéries (MCCARTER apud CAMARINI, 1999). Silva Filho (1994) relata que os espaços vazios que podem ser ocupados são os poros nos quais a água consegue substituir o ar, e que em virtude disto devem ser interconectados e acessíveis.

A sucção capilar de água pelo concreto é diretamente ligada com sua porosidade, esta por sua vez é originada principalmente pela água em excesso utilizada na mistura. Cabe destacar que a água pode encontrar obstáculos que mantenham-na retida no local, durante a exsudação, gerando assim vazios nesta região ou áreas de grande porosidade. De acordo com Scheissl (1987) apud Camarini (1999), os poros capilares e os macroporos são os mais importantes para a durabilidade do concreto.

### 2.2.3 Difusão

A difusão pode ser explicada como o mecanismo pelo qual o fluido se movimenta em função da existência de um gradiente de temperatura/umidade ou de um diferencial de potencial químico (o fluxo da substância que difunde tende a igualar as concentrações, eliminando o gradiente). Ao contrário dos mecanismos de transporte anteriores, não depende do fluxo de fluidos (SILVA FILHO, 1994). Quando o gradiente se mantém através da entrada e saída

contínua da substância no sentido do extremo de maior concentração para o de menor, obtém-se um fluxo contínuo, ou também chamado estado estacionário.

Este fenômeno ocorre tanto para substâncias presentes em meio líquido como para aquelas em meio gasoso, sendo que a difusão de gases através da água é quatro vezes menor que através do ar (NEVILLE, 1997). Os dois principais agentes agressivos que comprometem as armaduras, o CO<sub>2</sub> e os íons cloreto, têm sua penetração controlada principalmente por este fenômeno. Neville (1997) destaca que na difusão de gases, o CO<sub>2</sub> e o O<sub>2</sub> são de grande interesse, pois o primeiro leva à carbonatação da pasta de cimento e o segundo torna possível a corrosão da armadura.

Monteiro (1996) destaca que, no concreto, a difusão ocorre devido ao contato íntimo da solução presente nos poros com o meio ambiente, sendo o fenômeno mais intenso quanto maior a sua concentração na solução externa.

### 2.3 FORMAS DE MEDIR DURABILIDADE E AVALIAR NOVOS MATERIAIS

A análise de durabilidade de um determinado material é complexa. Existem diversas formas e ensaios para avaliar as características de um material. Andrade (2002) faz algumas considerações que devem ser levadas em conta:

- a) O concreto é um sistema complexo que muda temporalmente, principalmente com relação aos seus aspectos microestruturais;
- b) A ação das condições climáticas exerce uma influência considerável entre os fatores que governam o comportamento das estruturas no decorrer do tempo;
- c) Os ensaios acelerados de durabilidade são realizados objetivando-se estabelecer uma correlação entre os resultados de degradação obtidos através de um ensaio acelerado e os resultados obtidos através da verificação da evolução do dano nos componentes, quando expostos a condições naturais de envelhecimento (DIAS, 1993 apud ANDRADE, 2002), bem como comparar materiais.

Além disso, nem sempre o mecanismo de transporte de agentes agressivos são únicos, e nunca agem separadamente. A degradação de estruturas é uma junção de fatores. Por este motivo,

deve-se avaliar o meio ambiente que está inserida a estrutura e analisar o entorno (edificações vizinhas, ventos predominantes, entre outros). Uma análise mais específica, fixando fatores influentes naquele meio, seria válida apenas para o local onde esta estrutura se encontra, transformando uma pesquisa ampla em algo de pouca validade, ou até sendo válida, mas de forma muito específica. Sendo assim, caracterizar completamente um material exigiria anos de pesquisa. Por isso, quando se pretende avaliar novos materiais, a análise de sua durabilidade normalmente é feita elegendo algum mecanismo e/ou algum tipo específico de degradação.

Devido à grande incidência de problemas patológicos precoces em estruturas de concreto, que já vem sendo observada por décadas, tem sido despertado no meio técnico nacional e internacional atenções especiais na necessidade de construir obras de maior durabilidade. Entre os mecanismos de deterioração de estruturas de concreto, a corrosão da armadura é um dos fenômenos de maior incidência, no Brasil e no mundo, conduzindo aos maiores custos de recuperação estrutural, e representando um grande risco à segurança estrutural da edificação e dos usuários.

A corrosão ocorre devido à destruição da capa passivante do aço. Essencialmente são duas as causas que podem levar a isso:

- a) a presença de quantidade suficiente de íons cloreto ou outros íons despassivantes em contato com a armadura, adicionada durante o amassamento do concreto ou proveniente do exterior;
- b) a diminuição da alcalinidade do concreto por reação com substâncias ácidas do meio, principalmente o  $\text{CO}_2$  (carbonatação do concreto).

Segundo Cunha e Helene (2001), as estruturas de concreto armado, quando sujeitas à corrosão da armadura por ação da carbonatação, têm sua vida útil reduzida, gerando conseqüências graves na estabilidade global, na segurança e na estética e no quanto um crescimento significativo dos custos de manutenção. Sendo assim, um dos meios de avaliar a durabilidade, adotada no meio científico, é através da análise da carbonatação nos concretos.

A penetração do gás carbônico ( $\text{CO}_2$ ) no concreto se dá principalmente através do cobrimento, ocorrendo geralmente por difusão. À medida que o gás carbônico penetra no concreto e reage com os compostos hidratados do cimento, acaba alterando as próprias condições iniciais do concreto de cobrimento, juntamente com sua micro-estrutura e a

composição da solução intersticial (HELENE, 1993).

O processo de carbonatação, além de baixar o pH do concreto, pode gerar microfissuras, em função das mudanças de volume, e que pode modificar as condições de penetração de agentes externos no material, levando a ponderar que os estudos de carbonatação devem necessariamente ser associados aos estudos de porosidade, uma vez que a penetração de agentes agressivos, como o CO<sub>2</sub>, é basicamente controlado pela estrutura de poros do material e pela umidade relativa dos poros (SAETTA et al. apud KULAKOWSKI, 2002).

A sucção capilar, como visto no item 2.2.2, é um dos mecanismos de transporte mais importantes de entrada de agentes agressivos na estrutura de poros do concreto, além de ser a água um elemento coadjuvante na maioria dos processos de degradação. Também é comum a utilização do ensaio de absorção de água por capilaridade como forma de estimar a maior ou menor susceptibilidade de novos materiais frente à degradação. Diversos autores nacionais utilizaram ensaios que medem a absorção capilar como meio de comparar indiretamente a durabilidade entre diferentes tipos de concretos, entre eles: Sato (1998), Ferreira (1999), Camarini (1999), Moura (2000), Gonçalves (2000), Souza (2001), Masuero (2001), Kulakowski (2002), Frizzo et al. (2002), entre outros.

Sendo assim, estes dois mecanismos, carbonatação e absorção de água, foram escolhidos para avaliar os concretos produzidos com cimento branco em relação aos produzidos com cimento cinza. A seguir, é feita uma breve revisão sobre estes mecanismos.

### 2.3.1 Carbonatação

#### 2.3.1.1 A importância da carbonatação

Uomoto e Takada (1993) afirmam que a carbonatação é uma das maiores causas da deterioração do concreto armado por corrosão da armadura. E salientam que seu estudo é extremamente importante para avaliação da durabilidade de estruturas de concreto.

De acordo com Levy e Helene (2000), foi constatado que, em uma amostra de 27 Escolas Estaduais de São Paulo com problemas patológicos, 96% apresentaram profundidade de carbonatação do concreto que superaram a espessura de cobrimento da armadura. Sendo que

em 57% das escolas que apresentaram problemas de corrosão das armaduras, a carbonatação do concreto deu origem à manifestações patológicas.

Geralmente a carbonatação do concreto é uma das condições essenciais para o início da corrosão das armaduras, conforme salienta Cascudo (1997). Sierra e Souza (1998) concordam, e destacam que apesar deste fenômeno ser estudado há mais de três décadas, os problemas decorrentes continuam acontecendo em larga escala.

Kazmierczak e Helene (1993) e Sierra e Souza (1998) consideram que o uso de concretos adequados, de maior resistência e menor porosidade, além de revestimento compatível com as condições de exposição, são elementos fundamentais no controle da corrosão da armadura por carbonatação. Isaia (1999) complementa que a difusão do  $\text{CO}_2$  através da micro-estrutura do concreto é dependente da porosidade da matriz; portanto, a penetração de gases e líquidos no concreto dependerá da continuidade dos poros, havendo, então uma relação direta entre estrutura de poros, difusão de gases, difusão de água e a carbonatação (ISAIA, 1999)

Segundo Kazmierczak (1995), a corrosão devido à carbonatação ocorre principalmente em centros urbanos e regiões industrializadas, onde a concentração de  $\text{CO}_2$  na atmosfera é elevada. Wexler, apud Helene (1986), explica que uma atmosfera urbana se caracteriza pelas regiões localizadas nos centros de maior população (grandes cidades) onde contém impurezas como óxidos de enxofre ( $\text{SO}_2$ ), fuligem ácida e outros agentes agressivos como  $\text{CO}_2$ ,  $\text{NO}_x$ ,  $\text{H}_2\text{S}$ ,  $\text{NO}_3^-$ ,  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{SO}_4^{2-}$ . As partículas em suspensão, principalmente se forem ácidas, contribuem para o processo corrosivo das armaduras de concreto, visto que retêm água na sua superfície.

### **2.3.1.2 Reações químicas envolvidas na carbonatação**

Kazmierczak (1995) descreve que, nas superfícies expostas das estruturas de concreto, a alta alcalinidade da solução intersticial, obtida parcialmente às custas da presença do hidróxido de cálcio,  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , liberado nas reações de hidratação do cimento Portland, pode ser reduzida com o tempo. Essa redução ocorre essencialmente pela ação do gás carbônico,  $\text{CO}_2$ , presente na atmosfera. Outros gases ácidos como o dióxido de enxofre ( $\text{SO}_2$ ), e o gás sulfídrico ( $\text{H}_2\text{S}$ ), também podem contribuir para a redução do pH da solução presente nos poros do concreto.

A carbonatação do concreto é a reação entre os álcalis contidos na pasta hidratada e o  $\text{CO}_2$

presente na atmosfera, em concentração que varia entre 0,03 a 0,05% em atmosferas rurais e de 0,1 a 1,2% em locais de tráfego pesado. Já em ambientes que possuem atmosfera viciadas, como silos de certos materiais a granel, a concentração de CO<sub>2</sub> pode atingir até 1,8%. Estas reações reduzem o pH da pasta de concreto a níveis que deixam de garantir a passivação das armaduras. As reações de carbonatação geralmente são descritas, simplificada, pela equação 2.1.



Segundo Kazmierczak (1995), a carbonatação ocorre por difusão gasosa do CO<sub>2</sub>, existente na atmosfera, na fase aquosa dos poros do concreto e pela posterior reação química do CO<sub>2</sub> dissolvido com o hidróxido de cálcio. Para que a reação de carbonatação se produza naturalmente, é necessário que o anidrido carbônico seja solubilizado, conforme a equação abaixo (ALEXANDRE, 1976 apud KAZMIERCZAK, 1995):



A reação começa nas camadas superficiais, e avança progressivamente para o interior do concreto, formando uma “frente de carbonatação”, que separa duas zonas de pH muito distintas, uma com pH próximo a 13 e outra com pH próximo a 8 (HELENE, 1993). Quando a reação atinge a superfície da armadura ocorre a despassivação da mesma, havendo possibilidades de corrosão. A velocidade de corrosão vai depender de muitos fatores, tais como a presença de oxigênio e as diferenças de potencial existentes (JOHN E TUDISCO, 1993).

O tempo que essa reação leva para atingir a superfície da armadura, despassivando-a, depende de vários fatores. No entanto, alguns podem ser considerados mais importantes, entre eles: (JOHN E TUDISCO, 1993; HOUST E WITTMANN, 2002)

- a) Espessura do revestimento da armadura;
- b) Composição química do cimento, que influencia na quantidade de material a ser carbonatado e no efeito da carbonatação na estrutura;
- c) Consumo de cimento por m<sup>3</sup>, que determina a quantidade de material a ser carbonatado;
- d) Composição do concreto, que determina as características potenciais

(porosidade, permeabilidade, resistência, relação a/c entre outras);

- e) Compactação do concreto;
- f) Condições de cura;
- g) Condições ambientais a que está exposto o concreto (temperatura, concentração de CO<sub>2</sub> e umidade relativa do ar).

### **2.3.1.3 Fatores que influenciam a carbonatação**

Kazmierczak (1995) identifica os principais condicionantes da carbonatação, separando em condições de exposição da estrutura e características do concreto.

#### *2.3.1.3.1 Condições de exposição da estrutura*

##### **a) Concentração de CO<sub>2</sub>**

A concentração de CO<sub>2</sub> na atmosfera exerce grande influencia na velocidade de carbonatação em estrutura de concreto (KAZMIERCZACK, 1995). Segundo Helene (1993), a atmosfera e o microclima que envolvem a estrutura influem conjuntamente na taxa de carbonatação. A concentração de CO<sub>2</sub> altera-se significativamente quando se compara ambientes fechados e abertos. Em ambientes fechados a velocidade de carbonatação geralmente é superior que em ambientes que permitam a renovação constante do ar. Mehta et al. (1992), apud Kazmierczak (1995), destacam que a profundidade de carbonatação normalmente apresenta uma relação na ordem de 1:0,7:0,2, considerando exposição em laboratório (com temperatura de 20°C e umidade relativa de 65%), em ambiente externo protegido de chuva e em ambiente externo sujeito a intempéries, respectivamente.

Em recente trabalho realizado por Houst e Wittmann (2002), foram analisados corpos-de-prova de argamassa expostos ao tempo, em fatias que eram cortadas e expostas com uma inclinação de 45° com face oeste. Dessa forma, o mesmo corpo-de-prova era exposto uma face ao tempo, e a outra ficava protegida. Os corpos-de-prova ficaram expostos 14 meses em ambiente de laboratório e mais de 40 meses ao tempo. Os autores encontraram, variando a relação a/c das argamassas, que a quantidade de carbonatos e a profundidade de carbonatação é maior em superfícies de argamassas expostas, protegidas da chuva.

## b) Umidade relativa do ar

Após a umidade interna do concreto equilibrar-se com o meio, as variações de umidade relativa e de temperatura irão influenciar diretamente na existência de vapor ou na saturação dos poros capilares e, conseqüentemente, na velocidade de carbonatação (KAZMIERCZAK,1995). Se os poros se encontrarem secos (sem água), o CO<sub>2</sub> se difundirá no interior deles, mas a carbonatação não ocorrerá pela falta de água. Se os poros estiverem preenchidos com água, não haverá quase carbonatação, devido à baixa taxa de difusão do CO<sub>2</sub> na água. Porém se os poros estiverem apenas parcialmente preenchidos com água, a frente de carbonatação avança até profundidades onde os poros do concreto apresentem essa condição favorável (situação efetivamente deletéria sob o ponto de vista da despassivação da armadura), devido a dois fatores: presença de água suficiente para ocorrer a ionização e possibilidade de difusão de CO<sub>2</sub> nos poros não preenchidos por água (VÉNUAT e ALEXANDRE, 1969 apud CUNHA e HELENE, 2001; BAKKER, 1988 apud CUNHA e HELENE, 2001).

Portanto, a velocidade com que a frente de carbonatação avança depende do histórico dos períodos de secagem e molhagens, devendo-se avaliar a umidade relativa média anual efetiva, a qual governará o avanço das reações de neutralização. A velocidade de propagação tenderá para um limite, pois o avanço da umidificação e secagem se torna cada vez mais lento à medida que o carbonato de cálcio se deposita nos poros, induzindo maior caminho a ser percorrido pela água (ISAIA, 1999).

A tabela 2.1 apresenta a influência da umidade relativa sobre a durabilidade do concreto, demonstrando as porcentagens de umidade e seus respectivos riscos nos diversos processos de degradação de estruturas de concreto.

**Tabela 2.1** Influência da umidade relativa sobre a durabilidade (fonte: Bulletin D. Information du Comité Europeen du Beton (1989) apud SILVA (1995))

Umidade relativa	Processos			
	Carbonatação	Corrosão do aço em concreto o qual esta		Ataque químico
		Carbonatado	Contaminado por Cl	
Muito baixa (<45%)	Risco leve	Não significativo	Não significativo	Não significativo
Baixa (45% a 65%)	Risco alto	Risco leve	Risco leve	Não significativo
Media (65% a 85%)	Risco médio	Risco alto	Risco alto	Não significativo
Alta (85% a 98%)	Risco leve	Risco médio	Risco alto	Risco leve
Saturada (>98%)	Não significativo	Risco leve	Risco leve	Risco alto

Roy et al. (1998) realizaram estudos analisando e variando a umidade relativa, relação a/c, resistência à compressão e tamanho dos poros. Com esta pesquisa é confirmado o aumento da carbonatação com umidade relativa entre 52 e 75% e significativa redução da carbonatação com umidades entre 75 e 84%.

#### 2.3.1.3.2 *Características do concreto*

##### **a) Composição química do cimento**

O avanço da carbonatação é inversamente proporcional à alcalinidade total (reserva alcalina) disponível na matriz da pasta de cimento, sendo, portanto função da composição química do cimento, do teor de hidróxido de cálcio dos álcalis presentes (MEYER, 1969; ISAIA, 1999). O aumento do teor de  $C_3S$  aumenta a taxa de liberação e quantidade de hidróxido de cálcio na hidratação, aumentando assim a reserva alcalina (MITRE et al, 2002).

Não menos importante no avanço da carbonatação é a porosidade capilar do concreto, que definirá a maior ou menor velocidade de penetração do  $CO_2$ . Uma forma de melhorar a matriz de concreto é através da utilização de adições pozolânicas, que densificam a matriz, quando em altos teores. Por outro lado, dependendo do teor de adições, consomem o hidróxido de cálcio, podendo reduzir o pH da solução dos poros do concreto, propiciando uma difusão de  $CO_2$  mais rápida. Em cimentos sem adição, o  $CO_2$  necessita rebaixar o pH e reagir com o  $Ca(OH)$  presente, para então prosseguir penetrando e precipitando carbonato de cálcio (MATSUTATO et al, 1992 apud ISAIA, 1999). O balanço entre a reserva alcalina e o acesso de  $CO_2$ , reagindo pela porosidade da matriz, é que definirá a melhor escolha dos aglomerantes, com relação ao fenômeno da carbonatação e conseqüente corrosão das armaduras (KULAKOWSKI, 2002; VIEIRA, 2003).

##### **b) Traço**

- ***Relação água/cimento***

A porosidade do concreto, juntamente com o teor de água, são os fatores que comandam a difusão de gases e líquidos através da matriz da pasta. A relação água/aglomerante influi decisivamente na porosidade total e no processo de difusão de  $CO_2$  e determina a resistência mecânica.

Meyer (1969) já salientava que o progresso da carbonatação depende largamente da relação água/cimento ( $a/c$ ) e do tipo de cimento. Estes fatores caracterizam a composição do concreto que determina a qualidade potencial através da relação entre a estrutura de poros/mecanismos de transporte.

A redução da relação  $a/c$  é necessária e permite com que as partículas de cimento fiquem mais próximas umas das outras na pasta de cimento fresca. Portanto, quando ocorrem as reações de hidratação do cimento, a estrutura se fecha mais rapidamente, com cristais menores, resultando em um concreto menos poroso, aumentando, conseqüentemente, a proteção do concreto às armaduras (AİTCIN, 2000).

Para o CEB (1989), a relação  $a/c$  é o principal parâmetro que rege a durabilidade do concreto, influenciando as propriedades de absorção capilar de água, permeabilidade por gradiente de pressão, difusividade e migração de íons. É, portanto, o principal fator de dosagem na determinação do grau de proteção oferecido pelo concreto ao aço.

Aİtcin (2003) exemplifica que problemas relacionados à durabilidade de concretos convencionais podem ser associados com a severidade do meio ambiente e o uso inapropriado de uma alta relação  $a/c$ . Justifica que os concretos com relação entre 0,4 e 0,3 e usualmente são mais duráveis que os convencionais, não somente por possuírem menos porosidade, mas devido à desconectividade de seus poros.

Venquiarutto et al. (2001) concorda que a relação  $a/c$  também é um fator determinante no comportamento da carbonatação do concreto. Cita estudos realizados por Papadakis et al. (1991), que avaliaram a influência da relação  $a/c$  na profundidade de carbonatação de concretos produzidos com cimento Portland comum, com relações  $a/c$  0,80, 0,65 e 0,50. Os mesmos concluíram que os concretos com maiores relações  $a/c$  apresentaram maior difusibilidade ao  $CO_2$ . Houst e Wittmann (2002) acrescentam que a quantidade de carbonatos e a profundidade de carbonatação crescem linearmente com o aumento da relação água/cimento.

- ***Consumo de cimento***

Segundo Andrade (1992), o consumo de cimento é de vital importância para assegurar uma adequada compacidade e baixa permeabilidade do concreto. Ahmad (2003) descreve que o volume de cimento não só afeta a resistência à compressão, mas determina significativamente

a durabilidade do concreto. Saliencia que concretos com baixo consumo de cimento nem sempre possuem consistência plástica suficiente e isso provocará uma falta de uniformidade na camada do concreto que protege o aço. Sendo assim, recomenda, citando Verbeck (1968), que o consumo mínimo aceitável de cimento deve estar entre 350-375 kg/m<sup>3</sup>.

Pessôa e Nepomuceno (2002), utilizando concretos com três diferentes consumos de cimento (530 kg/m<sup>3</sup>, 630 kg/m<sup>3</sup> e 730 kg/m<sup>3</sup>), e submetendo estes concretos a ensaios de carbonatação acelerada, avaliaram a intensidade de corrosão e profundidade da frente de carbonatação. Os autores concluíram que, quanto maior o consumo de cimento, maior o tempo para a armadura se despassivar.

Deve-se considerar, no entanto, que normalmente quanto maior o consumo de cimento, maior a resistência à compressão e menor a relação a/c, sendo esta última a grande responsável pela redução da carbonatação.

### **c) Qualidade da execução**

A qualidade de execução do concreto, principalmente com relação às atividades de mistura, transporte, lançamento, adensamento e cura, é extremamente importante para minimizar a permeabilidade, evitando segregações, exsudações excessivas e formação de fissuras (BRANDÃO e PINHEIRO, 1999).

O tipo de cura, seja úmida ou ao ar, influi na carbonatação no mesmo sentido da resistência mecânica, condicionando o maior ou menor grau de hidratação em dada idade, através da disponibilidade da umidade nos poros para as reações de hidratação (ISAIA, 1999).

Segundo Martins et al (2001), os benefícios da cura não se refletem somente ao evitar-se a perda de resistência à compressão, mas também ao evitar-se retração plástica excessiva, aumento de permeabilidade e redução da resistência à abrasão.

O concreto mais interno dos elementos estruturais não costuma ser atingido pelos efeitos da cura. A secagem se faz de fora para dentro, atingindo mais significativamente uma faixa entre 30 e 50 mm a partir da superfície, região que costuma compreender o cobrimento das armaduras (Neville, 1997). Os efeitos da cura no concreto de cobrimento são importantes para a durabilidade da estrutura, já que esta região estará sujeita ao intemperismo, à carbonatação, à abrasão, entre outros agentes de degradação (MARTINS et al, 2001).

### 2.3.1.4 Métodos para medir a profundidade de carbonatação

O ensaio de carbonatação é realizado para verificar a profundidade de difusão do gás carbônico no concreto. Este ensaio pode ser realizado em condições ambientais ou em câmaras de carbonatação acelerada.

A carbonatação natural consiste em expor os corpos-de-prova à umidade e temperatura do meio ambiente. Já na acelerada, pode-se variar a concentração de CO<sub>2</sub>, além de fatores como umidade relativa, temperatura, utilizado na câmara de carbonatação. Estas concentrações variam de pesquisa para pesquisa, principalmente entre 4% (HO e LEWIS, 1983 e 1987 apud ISAIA et al., 2001), 5% (DHIR et al., 1989 apud ISAIA et al., 2001; KULAKOWSKI, 2002) e 10% (ISAIA et al., 2001 e VAGUETTI et al., 2001).

No entanto, a utilização de concentrações mais elevadas, ou até saturada, já foi adotada por vários autores na medição da carbonatação, como Nepomuceno (1992), Bauer (1995), Kazmierczak (1995), Monteiro (1996), Lima (1999), Martins et al. (2001), Coelho et al. (2002), Pessôa e Nepomuceno (2002) e Silva e Libório (2002), entre outros. Os ensaios acelerados apresentam ótima correlação com ensaios naturais em ambientes protegidos (KAZMIERCZAK, 1995). A escolha da concentração de CO<sub>2</sub> utilizada no experimento depende de diversos fatores, e fica a cargo da definição de cada pesquisa/pesquisador.

No entanto, para que os resultados entre pesquisas distintas possam ser comparáveis, existe a necessidade da elaboração de uma regulamentação que defina alguns parâmetros para o ensaio acelerado de carbonatação, como a concentração de CO<sub>2</sub> na câmara e a idade de cura úmida e pré-cura ao ar dos concretos antes de acelerar o processo, Vaghetti (1999), Vaghetti et al. (2001), Isaia (2002) já haviam relatado esta preocupação, uma vez que mesmo pesquisas exaustivamente planejadas e executadas se tornam muitas vezes únicas e sem possibilidade de comparações no meio técnico.

A determinação da profundidade de carbonatação é normalmente feita através da aspensão de indicador colorimétrico sobre o corpo-de-prova recém fraturado. É feita uma determinação da região em que o pH sofreu rebaixamento em função da reação do CO<sub>2</sub> que ingressou no material com o hidróxido de cálcio, gerando carbonato de sódio e diminuindo a quantidade de hidroxila hidrolisável (SILVA FILHO, 1994). O indicador mais usado é a fenolftaleína, cuja solução se apresenta incolor em pH 8,3 e vermelho-carmim em pH 10. Além deste, outros indicadores de neutralização que podem ser utilizados são a timolftaleína e o amarelo de

alizerina R. O emprego de indicadores químicos apresenta duas desvantagens: o seu caráter destrutivo e os resultados obtidos que são qualitativos no que tange ao teor de carbonatos presentes.

Helene (1993) e Kazmierczak (1995) salientam que se deve evitar a aplicação destes indicadores sobre concretos serrados, molhados em excesso, com poeira depositada ou com superfície exposta ao ar há mais de 15 minutos. A mensuração da extensão da frente de carbonatação deve ser realizada com precisão de 0,2 mm, quando a profundidade de carbonatação for menor que 3 mm e com precisão de 0,5 mm, quando a profundidade de carbonatação for maior que 3 mm (RILEM CPC-18, 1984). Esta leitura deve ser feita alguns minutos após a aspensão do indicador, quando a interface gerada pelo ponto de viragem de cor torna-se nítida (KAZMIERCZAK, 1995). Conforme Helene (1993), a profundidade ou espessura de carbonatação, conhecida por frente de carbonatação, é geralmente expressa em mm ou cm e, na maioria das vezes, trata-se de um valor médio, nem sempre muito uniforme quando utilizado concretos de agregados graúdos com dimensão máxima característica acima de 19 mm.

Em virtude da volatilização da solução, se faz necessário a aplicação de uma película de verniz sobre a superfície analisada, para que a coloração promovida pelo indicador seja fixada.

Outras formas de determinar a profundidade de carbonatação são por: microscopia eletrônica de varredura; termogravimetria (TG); variação de massa; análise petrográfica (microscopia ótica); difratogrametria de raios-X (DRX); espectrometria de infravermelho e a espectrofotometria de plasma de acoplamento indutivo (ICP), entre outros. Diversos autores já os citaram e descreveram, entre eles Kazmierczak (1995) e Kulakowski (2002).

## 2.3.2 Absorção de água por capilaridade

### 2.3.2.1 Importância da absorção de água

Silva Filho (1994) destaca que não há como se falar de problemas em estruturas de concreto, sem fazer menção à água, que é o elemento fundamental na formação do concreto mas que pode exercer um papel atuante na sua deterioração. Quando o concreto se encontra no estado

denominado de concreto fresco, a água funciona como meio para a ocorrência das reações de hidratação que formam a estrutura resistente do material, atuando também como participante das mesmas. No concreto endurecido, a água pode atuar como meio de transporte para as substâncias deletérias oriundas do meio, possibilitando a degradação.

Por exemplo, segundo Andrade apud Fortes e Andrade (2001), mesmo que o concreto não possua cloretos, que é um dos agentes responsáveis pela despassivação das armaduras e conseqüentemente da corrosão, eles podem atingir a armadura de aço, oriundos do exterior, através da rede de poros, caso a estrutura esteja em atmosfera marinha ou em outro ambiente que contenha cloretos. Os cloretos agressivos podem ser encontrados na natureza, dissolvidos em água. Quando sólidos, podem se depositar na superfície do concreto. Em dissolução aquosa, por intermédio de chuvas ou umidade e através da rede de poros, os agentes agressivos, tanto para o concreto como para a armadura, atingem as regiões mais internas do material.

Já a diminuição da alcalinidade do concreto pode ser devida a uma “lixiviação” por circulação de águas puras ou ligeiramente ácidas ou por reação dos compostos de caráter básico NaOH e  $\text{Ca(OH)}_2$  da fase aquosa do concreto com os componentes ácidos presentes na atmosfera, tais como dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) e enxofre ( $\text{SO}_2$ ), dando carbonatos-sulfatos e água (ANDRADE, 1992).

Moura (2000) cita alguns pesquisadores que desenvolveram métodos de ensaio que contemplam a avaliação do fluxo nos poros, ao longo de um período de tempo (Mc CARTER et al, 1992; HALL, 1989; LEWIS, 1987; HO et al, 1986; FAGERLUND, 1982). Para Gopalan (1996) apud Moura (2000), a determinação da absorvidade é de grande importância para a verificação da durabilidade dos concretos. Ho et al (1986) apud Moura (2001) destacam que concretos com baixos valores de absorvidade representam concretos de melhor qualidade.

Pela estrutura de poros, penetram, se difundem, ou percolam todos os agentes agressivos do meio ambiente; sendo assim, justifica-se a importância de estudar a absorção de um concreto em um estudo de durabilidade.

### **2.3.2.2 Mecanismos de absorção**

Para Silva Filho (1994), a absorção pode ser medida através da quantidade de água que pode

preencher os espaços vazios da estrutura de um material, sob ação de uma pressão atmosférica normal, considerando os efeitos da capilaridade, típicos do mecanismo de transporte da sucção capilar.

O ingresso da água por sucção capilar depende das características do líquido, tais como viscosidade, densidade e tensão superficial, das características do concreto, como estrutura dos poros (raio, tortuosidade e continuidade dos capilares), e do seu teor de umidade o que torna bastante difícil o controle deste mecanismo em concretos, uma vez que a rede de poros está em constante modificação em função das reações de hidratação (HELENE, 1986; BAUER, 1995). Além disso, Helene (1993) afirma que, para efeito de absorção capilar, deve-se considerar o maior ou menor grau de saturação do concreto, pois não pode haver absorção capilar em concretos saturados. Para Pereira (2001), a absorção capilar ocorre principalmente em concretos aparentes e naqueles em contato com solos úmidos ou sujeitos a ciclos de molhagem. Por se tratar de transporte d'água em vazios não saturados, a sucção capilar pode ter grande contribuição no transporte de água no interior das estruturas (CAMARINI, 1999).

Ho e Lewis (1987) apud Pereira (2001) comentam que uma absorção lenta indica a existência de capilares de pequenos diâmetros, com maior profundidade alcançada, ao contrário de uma absorção rápida que indica a existência de capilares maiores com menor profundidade atingida e maior quantidade de água adsorvida. Isto demonstra que, nas estruturas expostas ao ar, a taxa de absorção de água por sucção capilar serve como um indicativo do transporte de água no concreto.

No entanto, conforme Helene (1993), o mais importante é a intercomunicabilidade dos capilares, sendo menos relevante o seu diâmetro. O autor explica o fato com base em seus estudos, que demonstram que concretos de baixa relação água/cimento têm capilares de menor diâmetro e ao mesmo tempo muito menos intercomunicáveis, resultando em menor absorção de água e, também, menor profundidade de penetração dessa água.

### **2.3.2.3 Ensaios que medem a absorção capilar**

No Brasil, a absorção do concreto pode ser avaliada através de dois métodos de ensaio normalizados: por imersão, segundo a NBR 9778 (1990) e por capilaridade, de acordo com a NBR 9779 (1990). Pode-se ainda ser avaliada por métodos não normalizados, como o de

Kelhan (1988), ou ainda pelo método da Rilem TC 116-PCD (1999).

O método de absorção por imersão, de acordo com a NBR 9778 (1990), avalia o volume de poros total. Já o de absorção de água por capilaridade (NBR 9779, 1990) avalia a ascensão capilar de água em concretos e argamassas endurecidos.

O método de absorção por sucção capilar, com base em Kelhan (1988), adaptado por Gopalan (1996), avalia o fluxo de líquidos através do concreto. Este método é muito utilizado na determinação da absorção de água por capilaridade, em virtude da baixa variabilidade dos resultados obtidos. Diversos pesquisadores do NORIE<sup>1</sup> utilizaram em suas pesquisas, entre eles: Ferreira (1999), Moura (2000), Gonçalves (2000), Masuero (2001), Kulakowski (2002).

O método de Kelhan foi o escolhido para medir a absorção de água dos concretos moldados nesta pesquisa.

---

<sup>1</sup> NORIE – Núcleo Orientado para a Inovação da Edificação/UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

### **3 A UTILIZAÇÃO DO CIMENTO PORTLAND BRANCO ESTRUTURAL NO CONCRETO**

#### **3.1 INTRODUÇÃO**

As primeiras obras de concreto aparente foram construídas aproximadamente 50 anos após a descoberta do concreto armado, em 1848. Até a década de 70, o Brasil teve intérpretes entusiastas das perspectivas de aplicação que o concreto aparente oferecia à sua capacidade inventiva, como Lúcio Costa, Oscar Niemeyer, Affonso Reidy, Vital Brasil, Vilanova Artigas, Paulo da Rocha, Lina Bo Bardi, Marcelo e Milton Roberto, Rino Levi, e tantos outros (FERREIRA, 1967 apud SILVA, 1995; MAZZA, 1989 apud SILVA, 1995). Mais recentemente, a técnica do concreto de alto desempenho tem oferecido um rico potencial para o desenvolvimento de novas soluções estruturais e arquitetônicas, tal como o concreto aparente, já que esse concreto não recebe nas superfícies resultantes nenhum revestimento, como pasta ou argamassa, ficando, conseqüentemente, exposto ao meio.

Tendo em vista todas as virtudes do concreto, deve ser acrescentada a ele, a estética, como resultado do bom manuseio da forma, proporção, textura e cor. Assim, o concreto inventado há mais de um século, como pura necessidade estrutural, tem aumentado sua aceitação como elemento arquitetônico (CARVALHO E CALAVERA, 2002). A execução de concreto aparente com cimento Portland branco vem como uma proposta atual e moderna, oferecendo novas possibilidades dentro do contexto da arquitetura e obras civis, desde obras de grande porte a peças pré-moldadas.

No entanto, Nero e Nunes (2001) fazem destaque à importância de que, para se atingir níveis de qualidade satisfatória, o concreto moldado com cimento Portland branco estrutural (ou pigmentado) exige cuidados redobrados durante a execução. A utilização deste tipo de concreto demanda uma prática distinta da corrente, já que o mesmo será utilizado como concreto aparente, e o acabamento será a própria superfície da estrutura. Sendo assim, aspectos associados a alterações, substituições ou reparações, como nos demais tipos de revestimentos, trazem custos significativos e eficácia muitas vezes reduzida.

A diversidade dos planos de atuação inerentes a boa concretização dos objetivos ligados às

realizações em concreto branco requer um diálogo interdisciplinar entre o projetista, o dono da obra e o empreiteiro, para se debater, além de técnicas especiais, o tratamento do concreto e das fôrmas. Há, todavia, que se respeitar as características do próprio material, não criando falsas expectativas, já que o concreto é constituído por partículas de diferentes dimensões, massa volumétrica, reatividade e coloração, o que propicia sua heterogeneidade. O compromisso entre estas características e as exigências que se requerem do material aplicado justifica que se elabore um cuidadoso conjunto de prescrições técnicas, a incluir nos processos da obra, para se garantir, nas diferentes fases do processo construtivo, uma atuação conjunta articulada e cuidadosa (NERO E NUNES, 2001).

Em concretos não estruturais o cimento Portland branco é utilizado para pavimentação, bloquetes pigmentados, peças pré-fabricadas, entre outros. Em concretos estruturais, o cimento Portland branco estrutural já tem um uso bastante difundido, principalmente na Europa, nos projetos de diversos arquitetos, entre eles Álvaro Siza<sup>2</sup>. A utilização em obras de destaque fez com que o cimento Portland branco, mesmo com um custo superior, se tornasse um produto de excelência, como mostram as obras descritas a seguir.

O Departamento de Rodovias de *New Jersey*, nos Estados Unidos, vem produzindo barreiras de concreto para auto-estradas com cimento branco e cinza (figura 3.1), baseado em um recente estudo que comprova que as peças moldadas com cimento branco proporcionam uma melhor visibilidade e delimitação da pista. Isto tem ajudado na segurança das estradas, já que proporciona aos motoristas uma maior visibilidade, principalmente à noite, quando acontecem a maioria dos acidentes. Ao medir a reflexibilidade da superfície, as barreiras moldadas com concreto branco apresentam um valor duas vezes maior do que as moldadas com concreto cinza (CONCRETE REPORT, 2002).

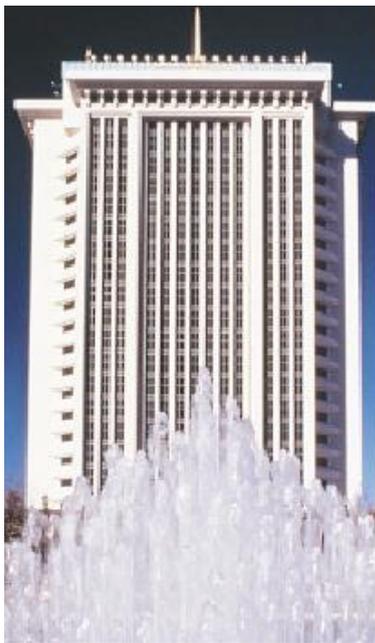
---

<sup>2</sup> Alvaro Siza – Arquiteto Português, estudou na Escola de Belas Artes do Porto (1949 a 1955). É professor da Escola de Arquitetura do Porto (ESBAP) desde 1966 e como professor já visitou várias escolas de diversos países. Os seus trabalhos têm sido exibidos por todo o mundo desde Copenhague, Barcelona, Veneza, Milão, Finlândia, Londres, Amsterdã, Berlim, e muitos outros locais. Recentemente, ganhou o prêmio "Leão de Ouro" e o "*Lifetime Achievement Award*", na Exibição Internacional de Arquitetura da Bienal de Veneza em setembro de 2002, com o projeto do Museu Iberê Camargo, que será executado em Porto Alegre, Rio Grande do Sul.



**Figura 3.1** Comparação entre barreiras de concreto branco e cinza (Fonte: CONCRETE REPORT,2002)

Ainda nos Estados Unidos, em *Montgomery*, Alabama, foi executado um projeto utilizando concreto com cimento branco, que impressiona devido a suas linhas puras e riqueza de detalhes, que podem ser visualizadas na figura 3.2 (PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA), 1999).



**Figura 3.2** The RSA Tower Office Building – *Montgomery* /Alabama (Fonte: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA), 1999a)

No centro de Los Angeles, está sendo construída a catedral da Arquidiocese de Los Angeles. O custo do projeto ficará em aproximadamente 163 milhões de dólares, e acomodará cerca de 2.800 pessoas na catedral e mais 6.000 pessoas no Plaza. Neste projeto (figura 3.3), foram utilizados pigmentos no concreto de cimento branco (SELNA e MONTEIRO, 2003).



**Figura 3.3** Catedral da arquidiocese de Los Angeles (fonte: Selna e Monteiro, 2003)

O aeroporto de Dulles, nos Estados Unidos, foi também executado com concreto branco e cinza, sendo que, ao final da obra, o consumo de concreto de cimento branco chegou a 10.000 m<sup>3</sup> (figura 3.4).



**Figura 3.4** Aeroporto de Dulles (fonte: PCA, 2001)

A sede da *ASTM International Headquarters*, na *West Conshohocken*, Pensilvânia, foi totalmente executada em placas de concreto pré-fabricado branco (figura 3.5).



**Figura 3.5** Prédio da ASTM – em *Conshohocken*, Pensilvânia (fonte: PCA, 1999a)

Em Portugal, o recurso do concreto branco na arquitetura, ou seja, o concreto aparente incorporando o cimento branco, traduz-se em uma solução que começa a ter algum impacto, em consequência de experiências razoavelmente bem sucedidas nos últimos anos. Destaca-se a Torre do Tombo, projetada pelo arquiteto Álvaro Siza (figura 3.6), a Faculdade de Farmácia, a abóbada da Estação Metropolitana do Rato, alguns Pavilhões da Expo'98, entre outras (NERO e NUNES, 2001). Os autores salientam que a adoção do concreto branco nestas obras foi, contudo, associada à satisfação em um sentido estético, eliminação de revestimento e garantia de durabilidade.



**Figura 3.6** Torre do Tombo, Lisboa – Portugal (fonte: site cimbra (2003))

No Brasil, no ano de 2000, em Sorocaba, São Paulo, foi executada a primeira edificação utilizando concreto de cimento branco. Nesta obra, foram adotados painéis pré-moldados de concreto branco (figura 3.7).



**Figura 3.7** Edifício Flexotronics, Sorocaba-SP

Outros usos do cimento branco difundidos no Brasil, incluem utilização como elementos decorativos, blocos para pavimentação, casas pré-fabricadas, entre outros.

Em São Paulo, capital, no ano de 2000, foi executado um condomínio totalmente em concreto de cimento branco, com um diferencial: exposição do agregado através de jato de areia (figura 3.8).



**Figura 3.8** Panamerica Park, São Paulo-SP

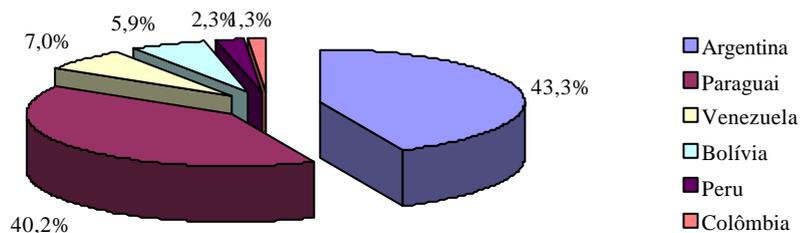
A utilização de concreto branco em estruturas de grande porte também já começa a ter algum destaque no Brasil, como o projeto do museu Iberê Camargo, em Porto Alegre, onde uma das diretrizes de sua execução, segundo Franco et al (1999), é a de um projeto que deverá estar continuamente voltado ao futuro, arquitetado em sólidas e propulsoras matrizes de excelência, mas preocupado em manter o frescor do inusitado, do fugaz e do lúdico. Sendo assim, ao se definir como projetista o arquiteto português Álvaro Siza, conhecido internacionalmente pelas suas obras em concreto branco, acredita-se que o projeto aumentará ainda mais as perspectivas de utilização do concreto com cimento Portland branco no Brasil.

Tendo em vista todas as possibilidades da utilização do concreto aparente com cimento Portland branco, os próximos itens têm o objetivo de caracterizar o material com vistas a acrescentar algum conhecimento enquanto cimento e quando utilizado no concreto estrutural.

## 3.2 CIMENTO PORTLAND BRANCO

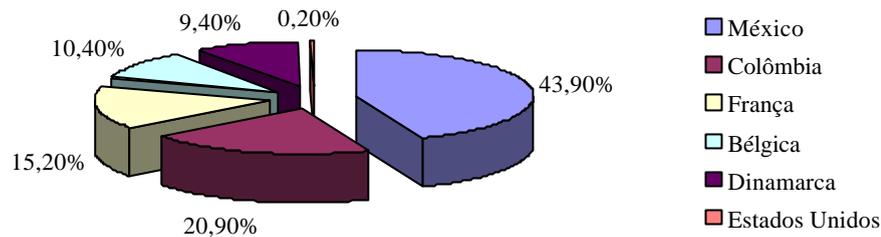
### 3.2.1 Contextualização

Em relação à produção mundial de cimento Portland, o Brasil ocupa a sexta posição, ficando atrás da China (33,49%), Estados Unidos (5,62%), Índia (5,60%), Japão (5,13%) e Coréia do Sul (3,54%). A região Sudeste concentra 54% da produção, ficando o restante para as demais regiões (Nordeste, 19%; Sul, 15%, Centro-Oeste, 9% e Norte, 3%) (ROBERTO, 2001). O Brasil dispõe de um parque industrial de última geração e alto grau de desenvolvimento, comparável aos principais produtores mundiais de cimento. No período de 1988–2000, as exportações de cimento cresceram 276,7 %, passando de 49.314 toneladas para 185.754 toneladas, representando apenas 0,47% da produção nacional. Os principais países que importaram o cimento Portland brasileiro podem ser visualizados no gráfico da figura 3.9.



**Figura 3.9** Porcentagem exportada de cimento Portland brasileiro (fonte: ROBERTO, 2001).

No ano 2000, o Brasil importou uma quantidade relativamente baixa de cimento, atingindo 157.296 toneladas, sendo que 99,2% correspondeu a cimentos Portland comuns e 0,80% a cimentos Portland brancos. As importações de cimentos Portland brancos procederam do México, Colômbia, França, Bélgica, Dinamarca e Estados Unidos, como se pode visualizar na Figura 3.10 (ROBERTO, 2001).



**Figura 3.10** Porcentagem de importação de cimento Portland branco (fonte: ROBERTO, 2001)

O consumo per capita de cimento Portland no Brasil está na faixa de 267 kg/hab/ano, bem abaixo da Espanha (681 kg/hab/ano), Japão (626 kg/hab/ano), Itália (586 kg/hab/ano), Alemanha (419 kg/hab/ano), China (404 kg/hab/ano) e Estados Unidos (359 kg/hab/ano) (ROBERTO, 2001). Já o cimento Portland branco possui um consumo, na Colômbia, de 5,0 kg/hab/ano, na Europa e nos Estados Unidos de 4,0 kg/hab/ano, e no Brasil, o consumo médio é de 0,5 kg/hab/ano. Mesmo assim, uma empresa brasileira, em uma demonstração de confiança no aumento da demanda do cimento branco no país, investiu 20 milhões de dólares em uma fábrica para produzir 250 mil toneladas/ano, sendo que o consumo brasileiro, no ano de 2000, foi de 60 mil toneladas (CIMENTO CAUE, 2001).

Diferentes tipos de cimento Portland são manufaturados a fim de fornecer diferentes propriedades físicas, químicas e mecânicas requeridas em concretos. Internacionalmente a ASTM C 150, *Standard Specification for Portland Cements*, especifica 8 tipos de cimento Portland. São classificados em tipo I e Ia, II e IIa, III e IIIa, IV e V, sendo que cada tipo possui quantidades de componentes e características específicas. Os tipos Ia, IIa e IIIa são cimentos que possuem incorporadores de ar. O cimento tipo I corresponde ao CP I brasileiro, o tipo II não possui correspondente brasileiro, o tipo III corresponde ao CP V-ARI e o tipo V corresponde ao CP I-RS. Ainda estes cimentos podem conter adições, como é o caso do brasileiro CP II-E brasileiro, que corresponde ao tipo I (SM) americano, o CP VI RS brasileiro, que corresponde ao tipo IS (MS) americano, o CP III brasileiro, que corresponde ao tipo IS americano e o CP IV brasileiro, que corresponde ao tipo IP americano, entre outros (MEHTA e MONTEIRO, 1994). O cimento Portland branco é feito geralmente seguindo as especificações para tipo I ou III (ASTM C 150). No entanto, sua produção necessita de cuidados especiais (HAMAD, 1995).

No Brasil, o cimento Portland branco é regulamentado pela Norma NBR 12989, sendo classificado em dois subtipos: cimento Portland branco estrutural e cimento Portland branco

não estrutural. O cimento Portland branco estrutural é aplicado em concretos brancos para fins arquitetônicos, possuindo as classes de resistência 25, 32 e 40, similares às dos demais tipos de cimento. Já o cimento Portland branco não estrutural não tem indicações de classe e é destinado principalmente ao rejuntamento de peças cerâmicas, pedras naturais e pastilhas, apresentando como diferencial o fato de ser mais fácil de ser aplicado e espalhado do que os cimentos brancos comuns. Isto é, utilizado em aplicações não estruturais, sendo esse aspecto ressaltado na sacaria para evitar uso indevido por parte do consumidor (ABCP, 2002).

A vantagem na utilização do cimento Portland branco estrutural, em comparação com o tradicional cimento cinza, é principalmente relacionada à estética, já que pode ser usado em combinação com pigmentos, permitindo maior fidelidade à cor e dispensando o uso de pintura. Por outro lado, sem a adição de pigmentos, confere um aspecto de higiene e bem-estar, características ideais para frigoríficos, indústrias de alimentos, hospitais e outros ambientes. Há ainda outros benefícios, como melhor visualização na utilização em aplicações aparentes, principalmente em obras públicas e de arte, e melhor sinalização em ruas, além de utilização em blocos pigmentados, entre outros.

### 3.2.2 Características do cimento Portland branco estrutural

#### 3.2.2.1 Químicas

O cimento branco é produzido pela pulverização de um clínquer de cimento Portland branco, onde através da diminuição do teor de ferro do clínquer (responsável pela cor cinza do clínquer do cimento comum) pode-se produzir cimentos de cores claras. Os teores de óxidos de ferro e manganês deste cimento devem ser inferiores a 0,5% em massa. Estas condições são alcançadas usando-se argila e rochas carbonatadas sem ferro como matéria-prima na fabricação do cimento, moinhos especiais de bolas com revestimentos e bolas de cerâmica para triturar a mistura da matéria-prima e um combustível limpo tal como óleo ou gás para a produção do clínquer em atmosfera redutora na zona de alta temperatura do forno rotativo de cimento. Assim, além da matéria prima ser mais cara, o preço da moagem é maior. Como consequência, o custo deste tipo de cimento é cerca de três vezes maior do que o custo do cimento cinza (METHA E MONTEIRO, 1994; HAMAD, 1995; NEVILLE, 1997).

No Brasil, a NBR 12989 (ABNT, 1993) especifica alguns limites de teores dos componentes e exigências químicas que podem ser visualizadas nas tabelas 3.1 e 3.2.

**Tabela 3.1** Teores dos componentes dos cimentos Portland brancos

Denominação	Classe	Componentes (% em massa)	
		Clínquer branco + sulfatos de cálcio	Materiais carbonáticos
Cimento Portland branco estrutural	25	100 - 75	0 - 25
	32		
	40		
Cimento Portland branco não-estrutural	-	74 - 50	26 - 50

fonte: NBR 12989 – ABNT (1993)

**Tabela 3.2** Exigências químicas para o cimento Portland branco

Determinações químicas	Limites (% em massa)			
	CPB-25	CPB-32	CPB-40	CPB
Resíduo insolúvel (RI)		≤3,5		≤7,0
Perda ao fogo (PF)		≤12,0		≤27,0
Óxido de magnésio (MgO)		≤6,5		≤10,0
Trióxido de enxofre (SO <sub>3</sub> )		≤4,0		≤4,0
Anidrido carbônico (CO <sub>2</sub> )		≤11,0		≤25,0

fonte: NBR 12989 – ABNT (1993)

O cimento Portland, tanto o cinza quanto o branco, é constituído por vários compostos, dos quais quatro (C<sub>3</sub>S, C<sub>2</sub>S, C<sub>3</sub>A, C<sub>4</sub>AF) são mais importantes e tem maior influência nas suas propriedades (tabela 3.3).

**Tabela 3.3** Compostos principais do cimento Portland

Composto	Composição em óxidos	Abreviação
Silicato tricálcico	3 CaO.SiO <sub>2</sub>	C <sub>3</sub> S – alita
Silicato dicálcico	2 CaO.SiO <sub>2</sub>	C <sub>2</sub> S – belita
Aluminato tricálcico	3 CaO.Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	C <sub>3</sub> A – aluminato
Ferro aluminato tetracálcico	4 CaO.Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> .Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	C <sub>4</sub> AF – ferrita

fonte: NEVILLE (1997)

Para cimentos Portland comuns, a composição média destes compostos variam, para o C<sub>3</sub>S entre 50% e 70%, para o C<sub>2</sub>S entre 15% e 30%, para o C<sub>3</sub>A entre 5% e 10%, e para o C<sub>4</sub>AF entre 5% e 15%, (LEA, 1970; TAYLOR, 1992). Além dos componentes principais podem estar presentes compostos menores, como óxidos de cálcio livres, óxidos de sódio e potássio (denominados álcalis do cimento), de magnésio, manganês, fosfato, fluoretos e sulfatos. Estes componentes estão presentes no clínquer e suas proporções dependem das composições da rocha calcária e argila, além das proporções da mistura destes materiais.

Analisando diversas publicações de trabalhos com cimento Portland branco estrutural

(BENSTED (1983), SINGH E SINGH (1989), DUNSTER et al (1993), STÜRMER et al (1994), HAMAD (1995), HEREN E ÖLMEZ (1996), RICHARDSON E GROVES (1997), STEPHAN et al (1999), PCA (1999), WERNER et al (2000), SORA et al (2001), LEVINSON E AKBARI (2001), HANSEN (2002), ROTHSTEIN et al (2002), CHANDRA E BJÖRNSTRÖN (2002)), que divulgaram a composição do cimento utilizado (tabela 3.4), os teores de cada um dos componentes variam para:  $C_3S$  entre 50% e 72%;  $C_2S$  entre 0,4% e 30,7%, sendo que na maioria das publicações as porcentagens mais encontradas estavam na faixa de 15% e 30%;  $C_3A$  – 4% e 14%;  $C_4AF$  – menores que 1%. Pode-se notar, portanto, que a grande diferença na composição química dos cimentos Portland branco e cinza está na limitação do  $C_4AF$ , com possibilidade de aumento do teor de  $C_3A$ .

**Tabela 3.4** Composição química de cimentos Portland branco estrutural

Fonte:	Composição de Bogue (%)			
	$C_3S$	$C_2S$	$C_3A$	$C_4AF$
Bensted (1983)	67,1	12,5	8,5	1,4
Singh e Singh (1989)	41,7	19,8	12,5	1,4
Dunster et al (1993)	60,0	24,0	13,0	1,0
Stürmer et al (1994)	71,6	6,8	10,6	0,7
Hamad (1995)	48,5	30,7	13,5	0,8
Heren e Ölmez (1996)	51,2	27,5	12,1	0,9
Richardson e Groves (1997)	65,0	22,0	4,0	1,0
Stephan et al (1999)	54,0	0,4	7,0	0,6
PCA (1999a)	60,0	19,0	11,0	1,0
Werner et al (2000)	72,0	9,0	12,0	0,6
Levinson e Akbari (2001)	68,0	14,0	13,0	0,6
Sora et al (2001)	50,0	9,7	7,0	0,4
Rothstein et al (2002)	72,0	17,0	5,0	1,0
Hansen (2002)	61,7	24,9	4,5	0,9
Chandra e Björnström (2002)	63,0	25,0	4,0	1,0

Cada componente possui uma determinada característica, que influenciará nas propriedades do concreto fresco e endurecido. Os silicatos que são basicamente responsáveis pela resistência da pasta de cimento hidratada são  $C_3S$  e  $C_2S$  (NEVILLE, 1997). Lea (1970) e Taylor (1992) consideram que um cimento ideal deveria constituir-se basicamente de  $C_3S$  ou de mistura de  $C_3S$  e  $\beta C_2S$ . Wolf (1991) salienta citando Collepardi, que a presença de  $C_3A$  e  $C_4AF$  no clínquer está ligada a fatores econômicos, tais como a dificuldade de encontrar rochas calcárias e areias isentas de óxidos de alumínio e ferro, juntamente com a propriedade de que estes óxidos possibilitam temperaturas mais baixas de fusão e com menores consumos energéticos durante a produção industrial. Os silicatos de cálcio ( $C_3S$  e  $C_2S$ ) reagem com água e dão origem ao silicato de cálcio hidratado (C-S-H) e ao hidróxido de cálcio (CH). A

presença do CH em grande quantidade é indesejável por um lado, pois sua grande solubilidade (quando em meios ácidos ou água) afeta a durabilidade do material, mas desejável sob o ponto de vista da estabilidade da armadura, pois aumenta a alcalinidade do concreto (MEHTA E MONTEIRO, 1994; NEVILLE, 1997).

Conforme Neville (1997), a hidratação do  $C_3S$ , de um modo geral, caracteriza o comportamento do cimento. O  $C_3S$  reage rapidamente com a água desprendendo grande quantidade de calor e contribuindo para a resistência nas primeiras idades (TAYLOR, 1992). Salvastano Junior (1992) destaca que o  $C_3S$  é o constituinte mais importante do cimento Portland, tanto por estar presente em maior porcentagem como por contribuir significativamente para a resistência mecânica da pasta de cimento hidratada.

Hamad (1995) acrescenta que, juntamente com o  $C_3S$ , o  $C_2S$  possui função de desenvolvimento de resistência. O  $C_2S$  reage mais lentamente, desprendendo menor quantidade de calor e contribui para a resistência principalmente a partir dos 28 dias ou mais (TAYLOR, 1992). Hamad (1995), ao realizar estudo, evidenciou que o cimento Portland branco utilizado possuía elevados teores de  $C_2S$  (30,5%) quando comparado ao cimento Portland cinza (18,8), inferindo que concretos moldados com cimento branco poderá haver um aumento de resistência com a idade.

As fases de  $C_3A$  e  $C_4AF$  reagem com o sulfato de cálcio, formando etringita ( $C_6AS_3H_{32}$ ), com a possível substituição de alumínio pelo ferro na estrutura, e monossulfoaluminato de cálcio hidratado ( $C_4AS_3H_{32}$ ), com a possível substituição do alumínio pelo ferro e de íons sulfato por carbonato ou hidroxila (LEA, 1970, TAYLOR, 1992, SALVASTANO JUNIOR, 1992).

Em relação à hidratação inicial, Stümer et al (1994) garantem que o  $C_3A$  e o  $C_4AF$  determinam decisivamente esta reação, influenciando nas propriedades do cimento tais como: dosagem, trabalhabilidade e, além disso, a estrutura dos poros e o desenvolvimento da resistência. A quantidade de  $C_3A$  presente na maioria dos cimentos é relativamente pequena, excetuando-se o cimento Portland branco, que pode possuir teores elevados (NEVILLE, 1997). Devido a estes elevados teores de  $C_3A$  em sua composição, a pasta de cimento branco normalmente possui o início de pega mais curto quando comparado com o do cinza (HAMAD, 1995).

O  $C_3A$  reage quase instantaneamente com a água, desprendendo rapidamente grande

quantidade de calor (da ordem de 300 cal/g, para o composto puro) e contribui para a resistência a 24 horas ou menos, sendo que para controlar esta reação mistura-se gesso ao clínquer na moagem. O gesso reage com o  $C_3A$ , dando um composto intermediário insolúvel, retardando a hidratação do  $C_3A$  (NEVILLE, 1997). Moura (2000) destaca que no caso de ataque por sulfatos no concreto endurecido, a existência de altos teores de  $C_3A$  no cimento reduz a durabilidade do concreto. Neste caso, os elevados teores de  $C_3A$  encontrados no cimento Portland branco devem ser considerados.

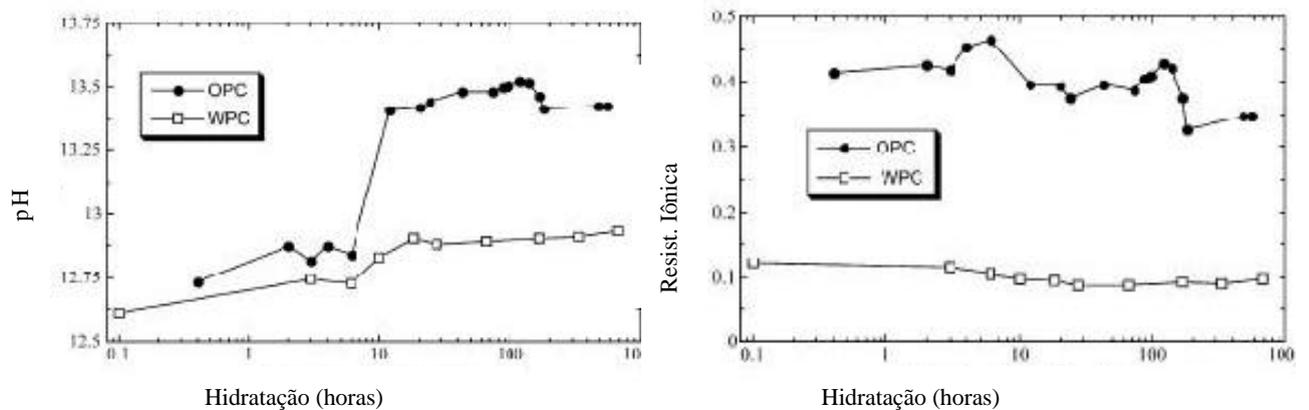
Entretanto, foi evidenciado por Monteiro e Kurtis (2003), analisando um programa de ensaios não acelerados com idade de 50 anos pela *USBR (U. S. Bureau of Reclamation)*, o fato que o  $C_3A$  não é o único componente responsável pela expansão do concreto durante o ataque de sulfatos, já que concretos que não continham  $C_3A$  em sua composição também sofreram expansão após 25 anos. Destacam que, a elevada porosidade das misturas, resultante da elevada relação água/cimento, associada a altos teores de  $C_3S$  e  $C_4AF$ , que se hidratam lentamente, podem explicar os resultados desta expansão.

Stümer et al (1994) e Rothstein et al. (2002) corroboram que os produtos da hidratação do  $C_3A$  e  $C_4AF$  são de especial interesse em discussões de durabilidade. Da mesma forma, Wolf (1991) aponta a necessidade da caracterização do  $C_3A$  em termos de durabilidade, destacando que certas normas tendem a limitar seu teor no cimento. No entanto, quanto aos limites destes teores, há variações. Cánovas (1988) apud Moura (2000) recomenda entre 6 e 8%. Já Lawrence (1990) apud Moura (2000) indica um teor de  $C_3A$  variando entre 3 e 5% para os cimentos resistentes a sulfatos. Mehta e Monteiro (1994) sugerem 5% em condições moderadas de ataque por íons sulfato.

Além destes fatores, que começam a ser questionados, o  $C_3A$  possui características positivas, como a de ativar a reação do  $C_3S$ , contribuir um pouco para a resistência do concreto e, principalmente, atuar como fundente na fabricação do cimento, possibilitando as reações de obtenção do clínquer a temperaturas mais baixas, com redução do custo. Para Neville (1997), outro efeito positivo do  $C_3A$ , é sua capacidade de fixação de íons cloreto, sendo que quanto maior o teor de  $C_3A$  e maior o teor de cimento da mistura, maior tende a ser a resistência à corrosão das armaduras no concreto desencadeada por íons cloreto. Porém, Mehta e Aïtcin (1990) destacam que a quantidade de  $C_3A$  deve ser controlada, pois elevadas quantidades levam a uma redução da fluidez e rápida perda de trabalhabilidade.

A composição da fase aquosa é bastante utilizada para obter informações sobre as fases sólidas da pasta de cimento Portland e seus níveis de saturação em vários tempos de hidratação. O cimento Portland branco contém quantias elevadas de álcalis solúveis, resultando um pH e resistência iônica da solução dos poros relativamente baixos quando comparados com cimento Portland cinza (ROTHSTEIN et al., 2002).

Rothstein et al (2002) analisaram o efeito do pH e da resistência iônica com dois diferentes tipos de cimentos, contendo diferenças significativas em suas composições, referente à quantidade de álcalis. Utilizando pasta de cimento Portland cinza e branco com relação água/cimento de 0,35 e 0,5, respectivamente, chegaram a importantes resultados no que tange a respostas para a carbonatação de concretos moldados com cimento Portland branco estrutural. Os resultados mostram que a solução da água dos poros da pasta de cimento Portland branco possui um pH inferior à da pasta de cimento cinza, o que pode ser explicado pelo decréscimo da concentração de sulfatos, o que aumenta a demanda por íons hidroxila para manter a eletroneutralidade da mistura. A resistência iônica do cimento Portland branco também é inferior à do cimento Portland cinza, como pode ser observado na figura 3.11.



**Figura 3.11** Valores de pH e resistência iônica da solução da água dos poros do cimento Portland branco (WPC) e cimento Portland cinza (OPC) (Fonte: Rothstein et al., 2002)

Estas diferenças nas proporções dos componentes químicos que o cimento Portland branco possui quando comparado ao cinza, refletirá em mudanças no desempenho frente às propriedades deste concreto no estado fresco e endurecido, o que demonstra a necessidade de caracterizá-las, como discutido no capítulo 2.

### 3.2.2.2 Físicas

No Brasil, a NBR 12989 (ABNT, 1993) especifica algumas exigências físicas e mecânicas relativas ao cimento Portland branco, que podem ser visualizadas na tabela 3.5 .

**Tabela 3.5** Exigências físicas e mecânicas para o cimento Portland branco

Características e propriedades		Unidade	Limites			
			CPB-25	CPB-32	CPB-40	CPB
Resíduo na peneira 45µm		%	≤12,0			≤12,0
Tempo de início de pega		h	≥1			≥1
Expansibilidade a quente		mm	≤5,0			≤5
Resistência à compressão	3 dias	MPa	≥ 8,0 ≥ 10,0 ≥ 15,0			≥ 5,0
	7 dias		≥ 15,0 ≥ 20,0 ≥ 25,0			≥7,0
	28 dias		≥ 25,0 ≥ 32,0 ≥ 40,0			≥10,0
Brancura		%	≥78			≥82

fonte: NBR 12989 – ABNT (1993)

A finura dos aglomerantes afeta as seguintes propriedades segundo Mehta e Monteiro (1994): velocidade de hidratação, trabalhabilidade, consistência, segregação, resistência, retração e a quantidade de ar incorporado. Neville (1997) destaca que a finura do cimento vai influenciar na velocidade de hidratação, pois a hidratação se inicia na superfície das partículas, logo a área total da superfície do cimento representa o material disponível para a hidratação. Influirá também na rápida evolução da resistência inicial, pois para isso, é necessária uma grande finura. No entanto, esta maior velocidade inicial resultará em um despreendimento maior de calor de hidratação.

Pastas de cimento muito fino tendem a apresentar maior retração e fissuração. Entretanto estes cimentos contribuem para a redução da exsudação no concreto, que é uma característica também importante. Além disso, cimentos mais finos apresentam elevada quantidade de C<sub>3</sub>A disponível para a hidratação, sendo conseqüentemente necessário aumentar a quantidade de gesso necessário para o retardamento da reação. Há ainda um aumento importante na quantidade de água da mistura, para melhorar a trabalhabilidade do concreto (NEVILLE, 1997).

Como muitas outras reações químicas, a hidratação dos compostos do cimento é exotérmica, chegando a liberar energia de até 500 J/g de cimento. Uma vez que a condutividade térmica do concreto é relativamente pequena, ele pode se comportar como um isolante e, no interior de grandes massas de concreto, a hidratação pode gerar grandes elevações de temperatura. Ao mesmo tempo, o exterior da massa de concreto perde calor para o ambiente, de modo que se

estabelece um acentuado gradiente de temperatura e, durante o resfriamento subsequente do interior, pode ocorrer uma fissuração séria (NEVILLE, 1997).

Assim como dos cimentos Portland cinza, a finura do cimento Portland branco pode ter uma margem de variação que conseqüentemente irá alterar as propriedades do concreto fresco e endurecido.

### 3.3 MATERIAIS CONSTITUINTES E COMPORTAMENTO DO CONCRETO ESTRUTURAL BRANCO

O concreto é um material compósito, constituído normalmente de agregados envoltos em uma matriz de pasta de cimento, podendo incluir adições e aditivos. Tem características diferenciadas no estado fresco e endurecido, dependendo dos materiais utilizados para a fixação destas características na sua produção.

#### 3.3.1 Materiais Constituintes

##### 3.3.1.1 Agregados

Os materiais inertes passíveis de serem utilizados em concretos de cimento Portland branco são inúmeros, desde os calcários e areias silicosas aos inertes de mármore, granitos, entre outros, dependendo da cor e dos efeitos estéticos pretendidos (NERO E NUNES, 2001). Os autores atentam para a alteração do teor de argila ou outro material que poderá ocorrer durante o fornecimento, que mesmo que seja baixo, constitui um risco para a homogeneidade da mistura, principalmente da cor.

Em nível de produção do concreto, os materiais utilizados devem ser escolhidos e lavados, com especial cuidado quanto à tonalidade e limpeza dos mais finos. Segundo a *Portland Cement Association* (PCA, 1999a), são as partículas do agregado miúdo que fornecem ao concreto a cor predominante, sendo que agregados escuros podem influir na cor final do concreto, já que é o agregado miúdo que envolve o agregado graúdo, mesmo quando utilizado cimento Portland branco porque são os finos que preenchem os espaços entre os agregados

graúdos que definirão a tonalidade da mistura. Isto ocorre pela elevada quantidade de agregado miúdo em proporção ao cimento. A cor do agregado graúdo não irá influenciar tanto quanto a do miúdo.

### 3.3.1.2 Adições

Segundo Serra (2003), para aumentar a compacidade do concreto, além da redução da relação água/cimento, pode-se melhorar a composição granulométrica do concreto, com a introdução de materiais que preenchem os vazios dos grãos de cimento. Concretos de alto desempenho moldados com cimento Portland branco podem ser produzidos através da incorporação de adições ao concreto. A PCA (1999a), cita como exemplo o metacaulim, a escória de alto forno e sílica ativa com coloração branca. Para Nero e Nunes (2001), a introdução de *filers* é sempre necessária para a melhoria da compacidade superficial do concreto. Estes *filers* podem ser provenientes de diversas origens, e são utilizados em substituição ao cimento, diminuindo assim custos de produção. Da mesma forma que são utilizados em concretos cinzas, as adições garantem aumento de resistência, compacidade e coesão da mistura.

Já está consolidado, segundo diversos autores (NAGATAKI, 1994; DAL MOLIN, 1995; ISAIA, 1995; SILVEIRA, 1996; MALHOTRA e MEHTA, 1996; FERREIRA, 1999; KULAKOWSKI, 2002, entre outros), que a utilização de pozolanas melhoram as propriedades do concreto. Segundo Serra (2003), a sílica ativa contribui triplamente para melhorar o desempenho do concreto, melhorando: as propriedades reológicas do concreto fresco; a granulometria do traço, tornando a mistura mais compacta; a resistência da pasta e sua durabilidade. Contudo, aumenta a demanda de água, sendo necessário, conforme a situação, o emprego de aditivos plastificantes ou superplastificantes.

Em estudo realizado por Jun et al (2001), foi adicionado ao concreto moldado com cimento Portland branco, de relação água/cimento de 0,35, e quantidades variáveis (5%, 10%, 15%, 20%, 25% e 30%) de dois tipos de adições (resíduos industriais), observando o incremento da resistência à compressão com a idade e a mudança de tonalidade no concreto. Os resultados demonstram que há uma variação de desempenho entre os tipos de adições e as quantidades empregadas para cada uma delas. Para um tipo de adição, que em sua composição química possui elevadas porcentagens de CaO, na dosagem com 5%, 10% e 20% de adição, houve um incremento de 76%, 26% e 28%, respectivamente, da resistência aos 28 dias em comparação

ao concreto de referência, as demais porcentagens não apresentaram aumento significativo. Já para o segundo tipo de adição, com elevadas porcentagens de  $\text{SiO}_2$ , o aumento mais significativo de resistência foi com 15% de adição, aumentando em apenas 16% a resistência à compressão aos 28 dias, quando comparado ao concreto de referência. Estes resultados, no entanto, podem ter sido influenciados pela variabilidade dos ensaios.

Nos EUA, a utilização de metacaulim em concretos brancos e coloridos é bastante difundido, segundo Selna e Monteiro (2002), principalmente por ser claro e por misturar-se perfeitamente com pigmentos. Os autores foram contratados para realização de dosagem experimental de concreto para a execução de uma Catedral em Los Angeles. Esta obra foi calculada para possuir durabilidade de 300 anos. Primeiramente, foi descartada a utilização da cinza volante, pois esta tem coloração acinzentada e não permite boa mistura com pigmentos, escolhendo o metacaulim como pozolana. No entanto, aparentemente, o metacaulim aumentou a demanda de água da mistura, exigindo, para manter as características definidas no projeto (relação  $a/c=0,45$ ), que fosse aumentado o consumo de cimento, o que resultou no aumento do calor de hidratação, causando tensões térmicas no concreto, fissurando-o. Com um estudo rigoroso, desenvolvendo 19 protótipos com traços diferentes, a melhor mistura foi definida com cimento Portland branco, 15% de cinza volante e água gelada, estabelecendo-se também o horário para realização das concretagens entre três e nove da manhã.

### 3.3.1.3 Pigmentos

Para concretos coloridos, podem ser usados tanto cimento cinza quanto o branco. No entanto, quando se desejar tons pastéis ou mais claros, recomenda-se a utilização de cimento Portland branco, pois este promove uma maior fidelidade de cores. Segundo o PCA (1999b), os pigmentos para concreto podem ser sintéticos ou naturais, classificados conforme a ASTM C 979 (1993), *Specification for Pigments for Integrally Colored Concrete*.

Foi avaliada a influencia da adição de pigmentos inorgânicos sobre a durabilidade do concreto por Carvalho e Calavera (2002). Os autores concluíram que a incorporação de pigmentos pode propiciar uma redução na durabilidade do concreto. Segundo os autores, concretos com pigmento possuem uma micro-estrutura mais porosa e mais absorvente, com maior permeabilidade à água e ao  $\text{CO}_2$  atmosférico. Destacam também que este comportamento é mais acentuado nas tipologias de concreto fabricados com pigmento amarelo.

Já o *Centro de Investigaciones Avanzadas en Tecnología del Hormigón* (CIATH, 2002), desenvolveu uma pesquisa, utilizando concretos moldados com cimento Portland branco, com e sem adição de pigmentos coloridos. Foi definida a relação água/cimento de 0,65 para concretos coloridos e 0,63 para concretos brancos. Para a moldagem dos corpos-de-prova, foram utilizados 7,0 e 9,0 l/m<sup>3</sup> de aditivo superplastificante para os concretos branco e colorido, respectivamente. Os resultados dos ensaios de compressão podem ser visualizados na tabela 3.6.

**Tabela 3.6** Resistência à compressão de concretos com pigmentos

Determinação		Norma IRAM	Concreto com cimento branco (MPa)	Concreto com cimento branco pigmentado (MPa)
Resistência à compressão (MPa)	7 dias	1546	13,13	26,43
			28,35	28,97
			28,29	28,01
	28 dias		18,16	33,27
			38,14	33,78
			39,39	37,07
			32,59	35,93
			32,93	35,20

fonte: CIATH (2002)

Mesmo sendo os traços diferentes, em função da quantidade de aditivo e relação a/c, percebe-se que não há grande influência do pigmento na resistência à compressão dos concretos.

Segundo Neville (1997), é importante que os pigmentos não comprometam a evolução da resistência do concreto nem o ar incorporado. Por isso, alguns pigmentos com agente incorporador de ar moído são comercializados conjuntamente nos Estados Unidos. Os aditivos pigmentantes não reduzem a resistência do concreto quando em teor máximo de 10% sobre a massa dos materiais cimentantes (NEVILLE, 1997). Já para Nero e Nunes (2001), as dosagens utilizadas devem variar entre 0,5% e 5% da massa de cimento. O extremo inferior desta dosagem produz tons pastéis que oferecem um grande leque de cores, fornecendo ao concreto um aspecto atrativo. Com porcentagens superiores, o concreto se encontra em um estado de saturação de cor, e a adição de mais pigmentos não ressalta o efeito visual. Outra possibilidade proposta por Neville (1997), é de que ao invés de inserir pigmentos ao concreto com intuito de colorí-los, pode-se obter este tipo de concreto usando o cimento colorido. Este cimento consiste em um cimento branco moído conjuntamente com 2% a 10% de um pigmento, geralmente um óxido inorgânico.

#### 3.3.1.4 Aditivos

Conforme Neville (1997), o motivo do grande crescimento do uso dos aditivos é sua capacidade de proporcionar ao concreto consideráveis melhoras físicas e econômicas. Segundo Chandra e Björnström (2002), as propriedades do concreto são governadas pelo controle da dispersão das partículas de cimento, já estando consolidada, em países desenvolvidos, a utilização de superplastificantes na melhoria da fluidez do concreto.

Tritt-Goc et al (2000), ao monitorarem o comportamento de hidratação do cimento Portland branco, observaram que após acrescentar uma pequena porção de superplastificante a uma pasta de cimento, esta pasta manteve sua trabalhabilidade por um tempo maior que quando sem o superplastificante. Além disso, houve um aumento significativo em sua resistência quanto à ação de gelo-degelo. Salientam que o superplastificante influencia na estrutura dos poros, sendo um modo de atenuar possíveis problemas da perda de trabalhabilidade dos concretos moldados com cimento Portland branco.

Chandra e Björström (2002) realizaram pesquisa comparativa entre cimentos (cimento Portland branco, cimento Portland cinza e cimento Portland com baixos teores de álcalis), e a utilização de diferentes tipos de superplastificantes que influem na trabalhabilidade de argamassas. Os resultados apresentaram maior fluidez nas argamassas moldadas com cimento branco, quando comparados com aos demais cimentos, utilizando superplastificantes a base de ácido lignosulfônico e a base de ácido melamínico formaldeído sulfônico. Isto é atribuído, segundo os autores, às baixas quantidades de  $C_3A + C_4AF$  e à quantidade de álcalis do cimento branco, comparados com os demais cimentos. Salientam também o fato dos tamanhos das partículas e a quantidade de finos presentes no cimento branco serem menores que os demais cimentos.

De acordo com o PCA (1999a), aditivos com lignosulfonato podem transformar um concreto branco em amarelo. Os autores alertam também que para evitar a descoloração, misturas com cloreto de cálcio não devem ser usadas em concretos coloridos.

No entanto, Neville (1997) julga que embora os aditivos sejam utilizados corretamente para melhorar características do concreto, eles não podem ser considerados como remédio para a falta de qualidade dos materiais, para misturas inadequadas ou até para o despreparo da mão-de-obra.

### 3.3.2 Concreto com cimento Portland branco estrutural no estado fresco

Influem nas propriedades do cimento no estado fresco, as seguintes propriedades do cimento: tipo de cimento, reatividade do cimento, temperatura, aditivo, entre outros. Por sua vez as características do concreto nas primeiras idades são diretamente influenciadas pela trabalhabilidade, taxa de perda de abatimento, segregação e exsudação, retração plástica, tempo de pega e temperatura de cura. Refletindo-se no desempenho do concreto a longo prazo.

Chandra e Björnström (2002) salientam que diversos fatores influenciam na fluidez e no processo de hidratação da pasta de cimento, além de muitas vezes ocorrer o sinergismo entre fatores.

As avaliações que são feitas do concreto com cimento Portland branco, em relação as propriedades do concreto no estado fresco, baseiam-se fundamentalmente no estudo da trabalhabilidade dos concretos. A ASTM C-125 define trabalhabilidade do concreto como a propriedade que determina o esforço necessário para manipular (lançamento, adensamento e acabamento) uma quantidade de concreto fresco com uma perda mínima de homogeneidade. A trabalhabilidade é composta de pelo menos dois componentes principais: a fluidez (descreve a facilidade de mobilidade) e a coesão (descreve a resistência à exsudação ou à segregação) (MEHTA E MONTEIRO, 1994).

Com o passar do tempo, o concreto fresco perde sua fluidez; este comportamento é resultado do enrijecimento gradual da pasta de cimento Portland hidratado, que está associado à formação dos produtos de hidratação como etringita e silicato de cálcio hidratado (MEHTA E MONTEIRO, 1994).

Conforme Nero e Nunes (2001), o cimento branco possui um início de pega mais rápido que os cimentos cinza, na ordem de 50 a 70 minutos, enquanto que no cimento corrente de igual classe é da ordem de 180 a 240 minutos. Esta situação conduz a uma perda de trabalhabilidade, bem como a uma retração ligeiramente superior. Hamad (1995) explica o fato devido ao alto teor de  $C_3A$ , componente mais reativo do cimento, e das baixas quantidades de  $C_4AF$ , o componente que reage mais tardiamente. Além disso, a relativa alta porcentagem de  $C_3A$  do cimento branco induz a um calor de hidratação elevado, além de resistências elevadas nas primeiras idades. Este fato pode ser controlado com cuidados na cura dos concretos nas primeiras idades, evitando assim problemas de retração por secagem

(HAMAD, 1995).

Benitez et al (1992) analisaram o calor de hidratação de argamassas moldadas com cimento branco e cinza, com e sem o uso de aditivo plastificante e retardador de pega. Os autores também encontraram, para as argamassas moldadas com cimento branco sem a utilização de aditivos retardadores, valores de calor de hidratação maiores (acima de 30 joules/gh) e em menores idades (menos de 7 horas de hidratação), quando comparados a argamassas de cimento cinza sem aditivo retardador. Estas argamassas obtiveram calor de hidratação de aproximadamente 27 joules/gh, com quase 10 horas de hidratação. Quando utilizado aditivos retardadores, os picos de calor de hidratação nas argamassas de cimento branco e cinza prolongaram-se para 10 e 12 horas, respectivamente.

Tritt-Goc et al (2000), em estudo com cimento Portland branco, analisando o tempo de início e fim de pega, adicionando aditivo superplastificante para manter a trabalhabilidade da pasta de cimento, e moldando pastas sem aditivos como referência, constataram o seguinte: adicionando superplastificante, a pasta de cimento mantém a trabalhabilidade por um período mais longo quando comparado a da pasta de referência, aumentando também a durabilidade do composto (frente à resistência ao congelamento).

Pode-se observar, a partir dos diversos trabalhos publicados, que a utilização do cimento branco requer atenção quanto à possibilidade de perda de trabalhabilidade e elevado calor de hidratação gerado.

### 3.3.3 Concreto com cimento Portland branco estrutural no estado endurecido

Para que os concretos desempenhem as funções que lhe foram atribuídas é de se esperar que ele mantenha a sua resistência e que seja útil por um período de vida especificado e previsto. Portanto, o conhecimento das propriedades mecânicas e de durabilidade são essenciais para a correta utilização do concreto.

As propriedades mecânicas estão diretamente relacionadas ao potencial do concreto em resistir aos esforços que a ele for solicitado. A resistência à compressão é a propriedade mais utilizada em todas as frentes de estudos, em virtude da relativa facilidade de realização dos ensaios.

Para as propriedades de durabilidade, o grau de dificuldade começa a aumentar em função da diversidade de características que pode conduzir à uma durabilidade inadequada. Efeitos físicos, químicos e mecânicos interferem na durabilidade dos concretos e muitas vezes atuam sinergicamente, devendo ser estudados em todos os seus aspectos, correlacionando-os.

Como visto no capítulo 2, para que o processo de degradação do concreto inicie-se deve haver uma interação entre o meio e o concreto, e esta depende da permeabilidade, tipo e forma geométrica do elemento, além da agressividade do meio (micro e macro-clima).

A seguir serão apresentados alguns resultados de pesquisas, que caracterizam o comportamento de concretos moldados com cimento Portland branco frente às propriedades mecânicas e durabilidade, ressaltando-se a escassa bibliografia referente ao assunto.

### **3.3.3.1 Propriedades mecânicas de concretos com cimento Portland branco estrutural**

Com relação às propriedades mecânicas, diversos pesquisadores (HAMAD, 1995; KATZ, 2002; BENITEZ et al, 2003 entre outros) inferem que o cimento Portland branco estrutural promove resultados de resistência mecânica similar e até superiores aos encontradas em concretos e argamassas moldadas com cimento cinza, nas mesmas situações de dosagem.

Hamad (1995), em trabalho comparativo entre o cimento Portland branco e cinza classificado segundo a ASTM C 150 como tipo I, obteve resultados de resistência à compressão, aos 7 dias, 43% maior para as argamassas moldadas com cimentos brancos, e para resistência a tração, 12%. Aos 28 dias, as argamassas de cimento Portland branco apresentaram resistência à tração 7% maior e resistência à compressão 25% maior que as argamassas moldadas com cimento Portland cinza. O autor explica que este comportamento é basicamente devido à alta porcentagem de  $C_2S$  e à elevada porcentagem total de silicatos ( $C_3S + C_2S$ ) do cimento branco.

Benitez et al (2003) realizaram estudos com cimento branco e cinza que corresponde ao CPV-ARI, em dosagem para concretos convencionais, fixando o consumo de cimento dos concretos na ordem de  $330 \pm 3 \text{ kg/m}^3$  e abatimento de  $10 \pm 1 \text{ cm}$ , juntamente com a utilização de aditivo plastificante e retardador de pega. Os valores encontrados para resistência à compressão podem ser visualizados na tabela 3.7.

**Tabela 3.7** Resistência à compressão de concretos moldados com cimento branco e cinza (CPV-ARI)

Resistência à compressão (Mpa)	Idade	Norma IRAM	Concreto com cimento branco		Concreto com cimento cinza	
			Referência	c/ aditivo	Referência	c/ aditivo
	7 dias	1546	32,4 ± 0,8	35,5 ± 1,3	26,8 ± 1,0	34,7 ± 1,4
	28 dias		35,6 ± 1,2	48,1 ± 1,7	31,7 ± 1,6	38,0 ± 1,2

Fonte: Benitez et al (2003)

Os autores encontraram valores de resistência à compressão, aos 7 dias, 20% maior para concretos moldados com cimento branco que com cinza. Nos concretos com aditivo, a resistência à compressão dos concretos brancos foi 35% maior, e a dos concretos cinzas foi 10% maior na idade de 28 dias quando comparados ao referência.

Benitez et al (2002), utilizando cimentos branco e cinza (CPV-ARI) de igual categoria, dosaram concretos de alto desempenho, fixando o consumo de cimento em  $410 \pm 4 \text{ kg/m}^3$  e abatimento de  $18 \pm 2 \text{ cm}$ , obtendo relação a/c de 0,35 e 0,40 para concretos de cimento branco e cinza, respectivamente. Os valores de resistência à compressão nas idades de 3, 7 e 28 dias podem ser visualizados na tabela 3.8.

**Tabela 3.8** Resistência à compressão de concretos moldados com cimento branco e cinza (CPV-ARI)

Resistência à compressão (Mpa)	Idade	Norma IRAM	Concreto com cimento branco	Concreto com cimento cinza
			3 dias	1546
7 dias	56,0 ± 1,2	47,9 ± 0,6		
28 dias	60,0 ± 3,9	53,4 ± 2,7		

Fonte: Benitez et al (2002)

Conforme os autores, estes valores de resistência poderiam ser considerados comparáveis em função da diferença obtida na relação água/cimento, já que esta variou em virtude da fixação do abatimento.

Quando comparou concretos com emprego de cimento cinza e de cimento branco, com mesma relação água/cimento (0,55), Katz (2002) obteve resultados significativamente maiores para os concretos moldados com cimento branco. Os valores de resistência mecânica encontrados podem ser visualizados na tabela 3.9.

**Tabela 3.9** Propriedades mecânicas de concretos moldados com cimento branco e cinza

Resistência à compressão (MPa)	Idade	Concreto com cimento branco	Concreto com cimento cinza
	7 dias	36,8	21,6
	28 dias	42,1	34,6
	90 dias	58,9	-
Resistência à Flexão (MPa)		6,7	6,1
Resistência ao cisalhamento (MPa)		5,0	3,3
Módulo de elasticidade (Gpa)		23,1	22,7

Fonte: Katz (2002)

Com relação à resistência à compressão, aos 28 dias, o concreto moldado com cimento branco obteve valores 18% maiores que o moldado com o cimento cinza (KATZ, 2002). Para as demais propriedades mecânicas avaliadas (módulo de elasticidade, resistência ao cisalhamento e resistência à flexão), os concretos moldados com cimento branco obtiveram valores superiores que os moldados com cimento cinza.

Percebe-se que, apesar de um número razoável de trabalhos que avaliaram a resistência à compressão de concretos moldados com cimento Portland branco, são quase inexistentes os trabalhos que avaliaram as demais propriedades mecânicas (módulo de elasticidade, resistência ao cisalhamento, resistência à flexão, entre outras), existindo lacunas referentes à caracterização das propriedades mecânicas deste tipo de cimento.

### 3.3.3.2 Durabilidade de concreto com cimento Portland branco estrutural

Estudos que analisam a durabilidade de concretos moldados com cimento branco são ainda escassos, sendo difícil alguma forma de previsão de vida útil de um concreto branco. No entanto, algumas pesquisas (SINGH et al, 1991; CARVALHO e CALAVEIRA, 2002; KATZ, 2002, entre outros) já realizadas podem indicar, de alguma forma, características de concretos moldados com este tipo de cimento.

Silva (1995) salienta que, ao se pensar na qualidade do concreto, há uma preocupação apenas com relação a sua resistência, esquecendo-se do fator fundamental que é sua durabilidade. Entretanto, o autor salienta que, o concreto quando vai ser usado como material de acabamento, a aparência deve ser incluída como uma de suas qualidades essenciais, além da resistência e da durabilidade como é o caso do concreto aparente.

No entanto, a aparência (estética) da estrutura é muito afetada pelo meio ambiente, o qual

pode adulterar a cor do concreto, devido à poeira, sujeira e fuligem, que se depositam na superfície do concreto. Estes danos são ainda maiores em se tratando de estruturas de concreto aparente moldadas com cimento Portland branco estrutural.

Além disso, a vulnerabilidade do concreto diante de condições desfavoráveis é um fator bastante preocupante na avaliação da vida útil de estruturas, pois uma durabilidade inadequada pode gerar sérias complicações, comprometendo a utilidade destas e a saúde dos usuários.

A facilidade ou dificuldade do transporte de fluidos para o interior do concreto são fatores preponderantes na determinação da durabilidade de uma estrutura de concreto. Os principais agentes de transporte de fluido no concreto são a água, que pode estar pura ou pode conter agentes agressivos, o dióxido de carbono e o oxigênio. O deslocamento desses elementos no concreto vai depender da estrutura da pasta de cimento hidratada (NEVILLE, 1997). Entre as diversas formas de medir esta entrada de fluidos, está a medida da absorção de água por capilaridade (porosidade) e a medida de profundidade de carbonatação do concreto, escolhidas para análise neste trabalho.

Carvalho e Calaveira (2002) investigaram a influência do tipo de cimento (branco e cinza), relação água/cimento e tipo de pigmento incorporado ao concreto. O estudo consistiu na exposição dos corpos-de-prova, durante um período aproximado de um ano, aos seguintes ambientes: câmara de cura, ciclos de molhagem/secagem, exposição à radiação ultravioleta e à intempérie. Sobre os corpos-de-prova curados em ambiente de laboratório foram determinados, aos 35 dias de idade, as coordenadas cromáticas, porosidade, absorção por capilaridade, profundidade de carbonatação, permeabilidade à água sob pressão, e juntamente foi determinada a resistência à compressão. Para o ensaio de porosidade os concretos foram ensaiados seguindo o método indicado pela ASTM C 642. Os valores obtidos com relação a permeabilidade indicam que o concreto fabricado com cimento branco, é mais permeável que o fabricado com cimento cinza (CP-II). Para o ensaio de carbonatação natural, a incorporação de pigmento não afetou de forma significativa a profundidade de carbonatação, onde, apenas no concreto com adição de pigmento amarelo, percebeu-se um incremento (CARVALHO E CALAVEIRA, 2002).

Katz (2002) analisou concretos moldados com agregados reciclados e naturais (utilizado como referencia), empregando cimentos Portland branco e cinza. As propriedades estudadas

foram: resistência à compressão, absorção capilar e profundidade de carbonatação. Os valores para ambos concretos no ensaio de absorção capilar foram similares, sendo que estes foram de  $0,58 \text{ kg/m}^2/\text{h}^{1/2}$  para concretos moldados com cimento branco e  $0,63 \text{ kg/m}^2/\text{h}^{1/2}$  para concretos moldados com cimento cinza. Com relação a absorção total, os concretos moldados obtiveram valores percentuais de 3,8% (concreto de cimento branco) e 3,9% (concreto de cimento cinza).

Singh et al (1991), ao pesquisarem as propriedades de concretos brancos com adição de cinza volante, identificaram que a porosidade diminui. Os autores salientam que, para reduzir ainda mais esta porosidade, pode-se utilizar superplastificantes, o que acarreta a redução da relação água/cimento, conceito este que já está totalmente consolidado na produção de concretos cinza. Os valores encontrados para porosidade total estão em 10% para o concreto moldado como referência (concreto branco com  $a/c=0,35$ ), 8,27% para concretos brancos com adição de 25% de cinza volante e 7,01% para concretos com 25% de cinza volante e 1% de aditivo superplastificante. Analisando a micro-estrutura destes concretos, os autores salientam que a quantidade de produtos de hidratação é maior na presença de superplastificantes.

A profundidade de carbonatação foi estudada por Katz (2002). O ensaio de carbonatação acelerada teve um teor de  $\text{CO}_2$  de 5%, com temperatura na faixa dos  $30^\circ\text{C}$  e umidade relativa do ar em 60%. Os concretos reciclados tiveram profundidade de carbonatação entre 1,3 e 2,5 maior que nos concretos de referência. Comparando os cimentos, a carbonatação nos concretos de agregados reciclados e naturais de cimento cinza foram maiores que no cimento branco. Os valores encontrados para concretos de agregados naturais podem ser visualizados na tabela 3.10.

**Tabela 3.10** Profundidade de carbonatação de concretos moldados com cimento branco e cinza

Profundidade de carbonatação (mm)	Idade (dias)	Topo		Fundo		Lados	
		CPB	CPC	CPB	CPC	CPB	CPC
	0	3,1	2,7	0,7	1,5	1,5	2,3
3	6,3	8,8	4,5	6,6	6,2	10,9	
7	7,4	13,8	5,9	10,8	7,3	12,8	

Fonte: Katz (2002)

Mesmo existindo poucas pesquisas que caracterizam a durabilidade de concretos moldados com cimento Portland branco, os resultados apresentados demonstram o desempenho similar ou até superior aos dos concretos moldados com cimento Portland cinza. No entanto, são necessárias mais pesquisas que tratem do assunto.

## 4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Com o intuito de contribuir com a difusão, em nível nacional, do concreto com cimento Portland branco estrutural, planejou-se um programa experimental que respondesse algumas das dúvidas e lacunas existentes na bibliografia, focando aspectos relacionados com a durabilidade.

Para se alcançar os objetivos propostos neste trabalho foi desenvolvido um projeto experimental que possibilitasse a análise das medidas de carbonatação em diversos tipos de concretos, estabelecendo-se três relações água/cimento e utilizando cinco distintos tipos de cimentos (quatro brancos e um cinza utilizado como referência). Optou-se pela moldagem de corpos-de-prova de concreto ao invés de argamassa, para traduzir melhor a realidade de uma estrutura exposta à carbonatação na obra, já que o concreto sofre influencia da zona de transição, enquanto que, para argamassas a zona de transição não é tão importante. Também foram previstos ensaios de resistência à compressão axial, bem como a determinação da absorção de água por capilaridade nos concretos. O projeto experimental foi embasado estatisticamente para permitir uma maior confiabilidade nos resultados finais dos experimentos.

### 4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Um dos principais aspectos que deve ser levado em conta quando se planeja um programa experimental é a diferença entre o concreto real e o de laboratório. Idorn (1991) apud Silva Filho (1994) ressalta que a diversidade das condições que influenciam as reações físico-químicas, não podem ser reproduzidas de forma real através dos procedimentos para a confecção e condicionamento de corpos-de-prova de laboratório. O autor considera fundamental a necessidade de correlação entre os resultados obtidos em laboratório com os dados provenientes da análise do desempenho de estruturas reais. O objetivo desse procedimento seria determinar a confiabilidade que se pode atribuir aos resultados destas investigações laboratoriais.

Mas conforme cita Somerville (1985), a obtenção dos dados de campo é uma tarefa que apresenta um custo elevado, pois a quantidade de dados que tem que ser obtida é alta, a fim de

minimizar a grande variabilidade existente no processo.

Além disso, a comparação de resultados de ensaios acelerados com os naturais é dificultada, pois uma das maiores limitações deste tipo de estudo é o tempo reduzido. Sendo assim, esta pesquisa terá validade no sentido de expor resultados de laboratório comparativos entre materiais, agregando conhecimentos sobre seu comportamento genérico, mas admitindo que existem diferenças para um concreto semelhante existente numa obra real.

## 4.2 PLANEJAMENTO E EXECUÇÃO DOS EXPERIMENTOS

O desempenho do concreto pode ser avaliado através do conhecimento de sua resistência mecânica e sua durabilidade, quanto maior forem estas características de qualidade (durabilidade e resistência mecânica), melhor pode ser considerado o concreto.

### 4.2.1 Variáveis estudadas

#### 4.2.1.1 Variáveis de resposta

Através das características de qualidade apresentadas, pode-se definir tecnicamente quais serão as variáveis de resposta de interesse do projeto. Essas variáveis de resposta, são listadas na tabela 4.1.

**Tabela 4.1** Variáveis de resposta de interesse do projeto

Variáveis de Resposta	Tipo	unidades
Taxa de absorção capilar (TA)	Menor-é-melhor	$\text{g}/\text{cm}^2 \cdot \text{h}^2$
Resistência capilar (M)	Maior-é-melhor	$\text{h}/\text{m}^2$
Profundidade de carbonatação	Menor-é-melhor	mm
Área carbonatada	Menor-é-melhor	$\text{mm}^2$
Resistência à compressão	Maior-é-melhor	MPa

Se justifica a escolha destas variáveis de resposta devido a importância do fenômeno de corrosão, que pode ser desencadeado pela carbonatação, dentro das manifestações patológicas de maior incidência. Bem como a absorção ser um dos principais mecanismos de entrada de agentes agressivos no concreto, além de que a resistência à compressão ser utilizada como parâmetro de controle e referência para este tipo de experimento.

#### 4.2.1.2 Parâmetros do processo

Para análise das variáveis de resposta escolhidas foram considerados como parâmetros do processo alguns efeitos possivelmente significativos sobre estas variáveis, conforme mostrado na tabela 4.2.

**Tabela 4.2** Parâmetros do processo considerados no projeto

Parâmetro do processo	Ajuste atual	Intervalo MIN	Intervalo MAX
Relação água/aglomerante		0,4	0,6
Teor de aditivo superplastificante (%)	> 1,0	0,0	3,0
Diâmetro do agregado graúdo (mm)	19,0	9,0	19,0
Cura do concreto	Úmida	Úmida	
Tipo de cimento		CP-B1, CP-B2, CP-B3, CP-B4, CP-V	
Temperatura câmara climatizada (° C)	25 ± 2	23,0	27,0
Umidade câmara climatizada(%)	70 ± 5	65,0	75,0
Vibração do concreto	Mecânico	Manual ou mecânico	
Tempo de mistura (min)	4,0	2,0	5,0
Abatimento ( cm)	7,0	6,0	8,0
Idade Resistência à compressão (dias)		3	28
Idade absorção capilar (dias)	28		

Obs.: as idades para os ensaios de carbonatação foram determinados para cada tipo de cimento, visto que estes obtinham comportamento diferenciado.

#### 4.2.1.3 Fatores de ruído

As variáveis que não podem ser controladas pela equipe técnica, e que podem ser responsáveis pelo erro experimental, estão relacionadas abaixo:

- Temperatura e umidade relativa ambiente na data da mistura e moldagem dos corpos-de-prova;
- Operador;
- Efeito da betonada.

#### 4.2.1.4 Escolha dos fatores controláveis e seus níveis

Os parâmetros, definidos como fatores controláveis, foram alterados propositalmente no experimento, em níveis diferentes, a fim de avaliar possíveis mudanças de um nível para outro

sobre as variáveis de resposta em estudo, bem como permitir a modelagem do comportamento dentro do intervalo avaliado.

**Tabela 4.3** Parâmetros do processo priorizados para este experimento

Fatores controláveis	Níveis reais
Relação água/cimento	0.40; 0.50; 0.60
Idade (resistência à compressão)	3, 14 e 28 dias

As relações água/cimento foram definidos neste intervalo pois estão relacionadas aos níveis de resistência normal utilizada em concretos convencionais. Foi limitada inferiormente a 0,4 em virtude da baixa porosidade que esta relação água/cimento proporciona aos concretos. E as idades escolhidas são idades tradicionais utilizadas para controle do concreto.

#### 4.2.2 Planejamento do projeto experimental

A definição do projeto compreende a definição dos fatores controláveis, o intervalo de investigação dos fatores controláveis, o número de níveis para cada fator controlável, o número de repetições, sempre tendo em vista as restrições experimentais, tais como recursos econômico, tempo limitado, espaço físico, entre outras. A partir do conhecimento destes aspectos foi definido o projeto de experimento da presente pesquisa.

Por se tratar de um projeto fatorial com dois fatores controláveis ele foi concebido de forma completa, pois o fracionamento comprometeria a análise dos efeitos isolados e das suas interações importantes entre fatores. Para se evitar o efeito betonada (fator de ruído), optou-se por realizar 2 misturas executadas aleatoriamente. Logo, o modelo estatístico adotado proposto por Ribeiro e Caten (2000), será de um Projeto Fatorial Cruzado Completo, com Repetição.

Desta forma, este projeto compreende 15 combinações (5 tipos de cimento x 3 relações água/cimento), com 2 repetições por tratamento, totalizando 30 betonadas.

O número de corpos-de-prova, para cada betonada, ficou distribuído como apresentado a seguir:

- **BLOCO A** - para cada tipo de cimento foram moldados:

**1º dia:** 6 betonadas alterando-se para 3 quando a moldagem foi com o CP-V – variando relação água/aglomerante e tipos de cimento.

- 4 CP's cilíndricos (10 x 20)cm, para medir resistência à compressão;
- 2 CP's prismáticos (6 x 6 x 18)cm, para medir profundidade de carbonatação;
- 1 CP prismático (10 x 10 x 6)cm, para medir absorção capilar.

- **BLOCO B** - para cada tipo de cimento foram moldados:

**1º dia:** 6 betonadas alterando-se para 3 quando a moldagem foi com o CP-V – variando relação água/aglomerante e tipos de cimento.

- 5 CP's cilíndricos (10 x 20)cm, para medir resistência à compressão;
- 2 CP's prismáticos (6 x 6 x 18)cm, para medir profundidade de carbonatação;
- 2 CP prismático (10 x 10 x 6)cm, para medir absorção capilar.

Totalizando para o bloco A, quando foi moldado com CP-B, 42 corpos-de-prova e quando foi moldado com CP-V, 24 corpos-de-prova. Já para o bloco B, moldou-se 54 corpos-de-prova para os CP-Bs e 27 corpos-de-prova para o CP-V.

### 4.3 PROGRAMA DE ENSAIOS REALIZADOS

O experimento principal consistiu na realização de ensaios de durabilidade (carbonatação e absorção capilar) e propriedades mecânicas (resistência à compressão).

Todas as atividades, com exceção daquelas especificadas no decorrer do texto, foram desenvolvidas no Laboratório do Núcleo Orientado para a Inovação da Edificação (NORIE) e no Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME) do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (PPGEC/UFRGS), no período de dezembro de 2001 a abril de 2003.

### 4.3.1 Ensaios realizados

A avaliação de desempenho mecânico e de durabilidade dos concretos foi realizada através da execução dos seguintes ensaios:

#### 4.3.1.1 Resistência à compressão simples

O método de ensaio de resistência à compressão do concreto segue as determinações da norma NBR 5739/1994, e consiste na aplicação controlada de uma carga vertical centrada na face do corpo-de-prova cilíndrico de concreto, de dimensões 9,5 x 19,5 cm, sendo este corpo-de-prova disposto entre os pratos de compressão da máquina de ensaio. Para cada idade pré-estabelecida (3, 14 e 28 dias), foram ensaiados 3 corpos-de-prova.

#### 4.3.1.2 Absorção de água por capilaridade

Este ensaio foi proposto por Kelhan (1988) e adaptado por Gopalan (1996), sendo relatado e detalhado em diversos trabalhos científicos, tais como Ferreira (1999), Moura (2000), Masuero (2001), Kulakowski (2002), entre outros. Este ensaio é bastante utilizado pelos pesquisadores do NORIE/UFRGS para analisar a absorção de água do corpo-de-prova. A seqüência do ensaio, de forma simplificada, está descrita a seguir:

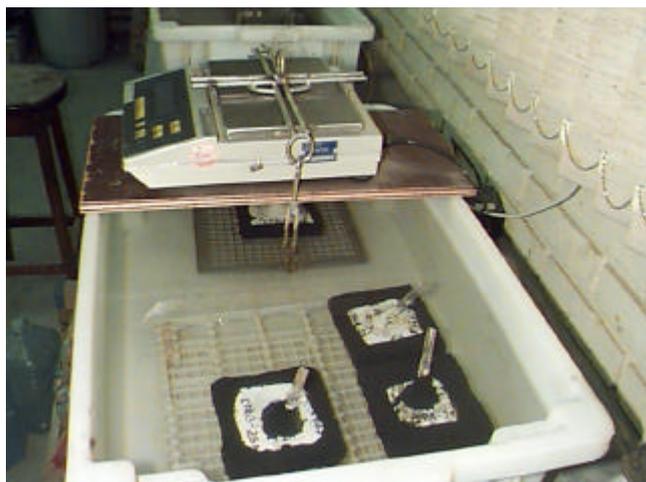
- Moldagem de corpos-de-prova prismáticos, na dimensões 10,0 x 10,0 x 6,0cm (comprimento x largura x altura);
- Os corpos-de-prova, após atingirem a idade de 28 dias, são retirados e serrados, para atingirem a espessura de 2,50 cm. Esta fatia serrada é mantida ao ar durante 1 hora para perder a água decorrente do processo de corte. Em seguida é pesada em balança digital com 0,01g de precisão;
- Os corpos-de-prova são colocados em estufa, a uma temperatura de 110°C, até atingir a constância de massa, entre pesagens, de 0,1%. Posteriormente, são vedados nas superfícies laterais (primeiramente é aguardado o resfriamento do corpo-de-prova) com uma resina epóxi. O objetivo da vedação lateral é fixar uma medida unidirecional de absorção;
- Após é fixada uma placa de PVC com um tubo na extremidade superior dos corpos-de-prova, para posteriormente serem submersos em água;
- O monitoramento da massa é feito em períodos estipulados 2, 5, 15 e 30 minutos, 1, 2, 3, 6,

8, 24, 48, 72, 96 e 120 horas. A movimentação dos corpos-de-prova dentro da água é realizada com os corpos-de-prova submersos. A massa no tempo  $t=0$  não é medida pois não existe possibilidade de equilibrar a balança em um tempo muito curto;

- Mede-se então o ganho de massa dos corpos-de-prova, ao longo do tempo, até a saturação (estabilização da absorção);
- Ao graficar o ganho de massa, em função da raiz quadrada do tempo, observa-se duas fases distintas, sendo possível, com isso, interpolar duas retas. A primeira atribui valores da absorção inicial de água e a segunda de saturação. A intersecção destas duas retas é denominado ponto de saturação ou “nick point”, a partir do qual inicia-se a saturação do corpo-de-prova;
- A taxa de absorção, em  $\text{g}/\text{cm}^2\text{h}^{1/2}$ , é calculada pelo quociente da inclinação da reta referente à fase de absorção pela área efetiva do corpo-de-prova;
- A resistência capilar, em  $\text{h}/\text{m}^2$ , é determinada pela razão entre o ponto de saturação e a espessura do corpo-de-prova elevado ao quadrado.

O sistema empregado na execução do ensaio (figura 4.1) foi composto de uma caixa plástica contendo água e uma balança hidrostática.

Para a idade de 28 dias foi ensaiado um corpo-de-prova por betonada, para medir a absorção capilar, resultando num total de dois corpos-de-prova, para esta idade, após repetição. Em alguns casos, onde os traços foram repetidos, obteve-se um número maior de corpos-de-prova.



**Figura 4.1** Ensaio de absorção de água por capilaridade

#### **4.3.1.3 Carbonatação em concretos**

O ensaio de carbonatação foi realizado pelo processo acelerado. A utilização de ensaios

acelerados é justificada devido à dificuldade de realização de ensaios de longa duração.

Para o ensaio acelerado, os corpos-de-prova foram colocados em câmara de carbonatação acelerada, sendo que, devido ao pouco espaço físico disponibilizado na câmara climatizada, entre outras variáveis, se optou pela execução de uma câmara com maior concentração de gás carbônico para acelerar ainda mais o processo de carbonatação dos corpos-de-prova.

Para a execução desta câmara, buscou-se uma caixa estanque que pudesse conservar o gás carbônico introduzido, e que tivesse dimensões que atendessem as necessidades do ensaio, e se adequasse ao espaço físico reduzido. Optou-se por uma caixa térmica de 60 litros, onde se procederam a vedação e montagem dos demais componentes da câmara (registro, mangueira para entrada e saída do gás, entre outros).

A alimentação foi feita através de um fluxo do gás proveniente de um cilindro de CO<sub>2</sub>, sendo controlado por um regulador de vazão acoplado a este cilindro. A vazão utilizada foi de 10 litros/min, sendo circulado o CO<sub>2</sub> por 24 minutos, totalizando a passagem do gás por 4 vezes.

Houve a necessidade de montagem de duas câmaras devido à quantidade de corpos-de-prova. Estas foram alimentadas separadamente, diariamente. Segundo Kazmierczack (1995), após finalizada a montagem do equipamento, o ensaio deve permitir a verificação do atendimento ao requisito de estanqueidade ao gás carbônico. Esta verificação foi feita injetando ar comprimido na câmara e verificando possíveis vazamentos.

Juntamente a isso, foram testados corpos-de-prova de mesma referência em mais duas câmaras saturadas de CO<sub>2</sub> (100% de CO<sub>2</sub>). Os resultados comprovaram que os corpos-de-prova de concreto, expostos às três câmaras, obtiveram resultados similares na profundidade de carbonatação, comprovando o funcionamento correto do equipamento desenvolvido. Nas figuras 4.2 e 4.3 pode-se visualizar o equipamento desenvolvido para o ensaio de carbonatação acelerada.



**Figura 4.2** Câmaras de carbonatação saturadas de CO<sub>2</sub>



**Figura 4.3** Cilindro de CO<sub>2</sub> e controlador de vazão

Foi realizado, inicialmente, um estudo piloto, onde se pode observar que há grande influência da exsudação no concreto, frente ao fenômeno de carbonatação, ocorrendo a formação de uma parábola com maiores profundidades de carbonatação na face de moldagem do corpo-de-prova de 5,0 x 10,0 cm moldado, submetido à carbonatação acelerada (concentração de CO<sub>2</sub> de 5%), concluindo-se que as medidas feitas mais próximas do topo do corpo-de-prova seriam maiores que as da base, como mostra figura 4.4.



**Figura 4.4** Aspecto dos corpos-de-prova cilíndricos após carbonatação acelerada

Além disso, através de recente estudo, Kulakowski (2002) salienta que o emprego de corpos-de-prova cilíndricos pode distorcer os resultados de profundidade de carbonatação, uma vez que a difusão de CO<sub>2</sub> ocorre no sentido do diâmetro do corpo-de-prova, e considerando a difusão como um vetor, podem ocorrer somas de vetores, aumentando assim a profundidade de carbonatação.

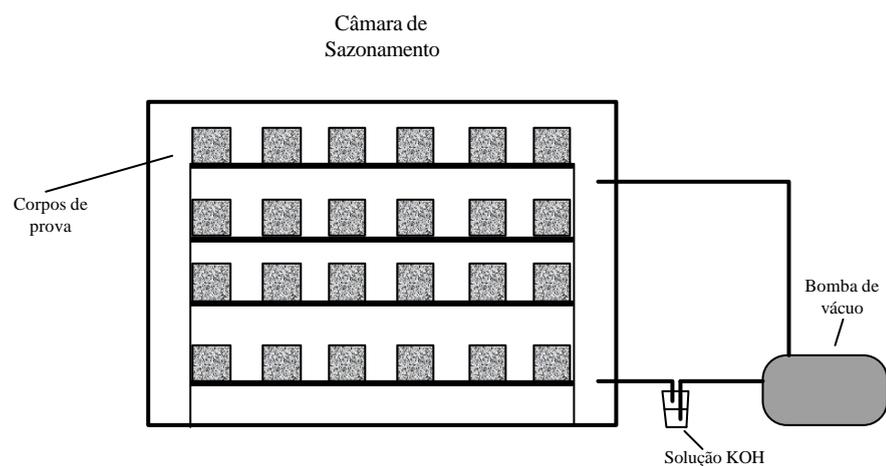
Sendo assim, foram moldados corpos-de-prova prismáticos de concreto nas dimensões de 6,0

x 6,0 x 18,0cm (comprimento x largura x altura), possibilitando fatias de 3,0 cm (conforme sugestões feitas pela RILEM, 1984). Conforme estas recomendações, para estudos de carbonatação em concreto, os corpos-de-prova devem ser prismáticos, possuindo dimensões compatíveis que possibilitem a extração de fatias, onde cada dimensão de fatia seja a metade da aresta do corpo-de-prova. Neste estudo, definiu-se que as fatias teriam 3,0cm. As dimensões dos corpos-de-prova são definidas pelo tamanho do agregado graúdo utilizado, onde a aresta deve ser no mínimo três vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo. Por exemplo: 3 x brita # 19,0mm = 57,0 mm = 5,7cm  $\approx$  6,0cm.

Os corpos-de-prova, ao completarem a idade de 28 dias, foram retirados da câmara úmida, colocados em câmara de sazonalamento até atingir a constância de massa, entre pesagens, de 0,1%. Após, foram embalados e armazenados por 59 dias na câmara climatizada, para que ocorresse a distribuição uniforme da umidade interna dos corpos-de-prova.

A câmara de sazonalamento é provida de uma bomba que permite que o ar circulante seja constantemente filtrado em uma solução de hidróxido de potássio (KOH), que retém o CO<sub>2</sub> existente na atmosfera (figura 4.5).

Esta câmara, juntamente com a câmara de carbonatação, encontram-se em sala de ambiente controlado, cujos dispositivos estão ajustados para uma umidade relativa de  $70\pm 2\%$  e temperatura de  $25\pm 1^\circ\text{C}$ .



**Figura 4.5** Esquema simplificado da câmara de sazonalamento (Fonte: KULAKOWSKI, 2002)

Na figura 4.6 pode-se visualizar o corpo-de-prova embalado após o sazonalamento, durante a homogeneização da umidade.



**Figura 4.6** Corpo-de-prova embalado para homogeneização

Assim que atingiram a idade de 59 dias, os corpos-de-prova foram desembalados, identificadas as fatias e aplicada parafina sólida no topo e na base dos corpos-de-prova, com o objetivo de impermeabilizá-los para que carbonatação ocorresse somente nas paredes laterais (figura 4.7). Os corpos-de-prova, após preparados, foram dispostos sobre um gabarito metálico, que define seus lugares dentro da câmara de carbonatação (figura 4.8).



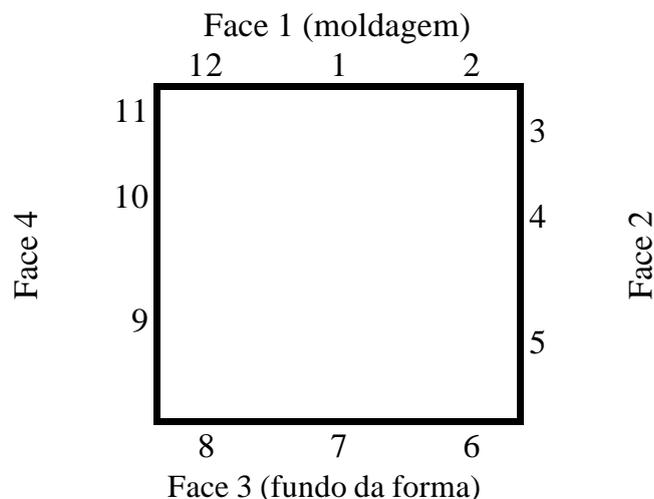
**Figura 4.7** Corpo-de-prova sendo aplicado parafina



**Figura 4.8** Corpos-de-prova dispostos dentro da câmara, sobre o gabarito

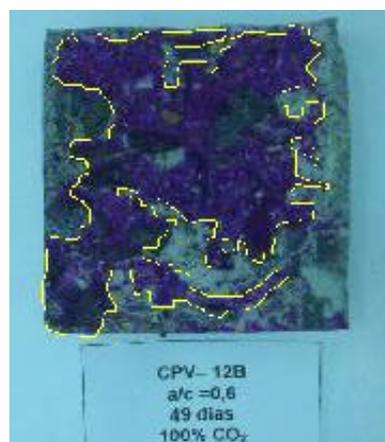
As medidas de carbonatação foram realizadas em quatro idades de exposição, sendo que estas idades foram diferentes para cada concreto devido ao seu comportamento. A determinação da profundidade de carbonatação foi feita através de indicadores químicos que evidenciam a diferença de pH entre o concreto não carbonatado e a frente de carbonatação. Utilizou-se a fenolftaleína, que se apresenta incolor em pH inferior a 9,2 e se torna violeta em pH superior a este. A solução foi obtida pela mistura de fenolftaleína em álcool na concentração de 1/100. A aspersão do líquido foi feita em uma região recém fraturada do concreto, antes que a face exposta pela fratura pudesse carbonatar pelo contato com o ar. Teve-se o cuidado de que a superfície do concreto não se encontrasse molhada ou apresentasse excesso de poeira, evitando erros na determinação.

Em seguida foi feita documentação fotográfica das fatias rompidas, com um suporte que fixa posição e altura da câmara digital utilizada. O corpo-de-prova foi documentado (visualização em planta) com a face de moldagem deixada conforme a numeração da leitura de profundidades. A determinação da profundidade de carbonatação foi feita com um paquímetro digital, onde foram lidos doze pontos preestabelecidos e anotados em uma planilha, conforme a figura 4.9. Estas leituras foram feitas até uma hora após o corpo-de-prova ser partido. Para fixar a coloração sobre a superfície do corpo-de-prova, aspergiu-se verniz fosco.



**Figura 4.9** Identificação das faces dos corpos-de-prova para ensaio de carbonatação

Juntamente com a leitura da profundidade de carbonatação, procedeu-se a análise das áreas carbonatadas, pois, por ser concreto, a frente de carbonatação encontrada não era regular, devido aos agregados graúdos. Para esta pesquisa foi utilizada análise de imagens no cálculo das áreas carbonatadas. A análise foi feita no software Image J, onde a diferença entre a frente carbonatada e a alcalina era delimitada por uma linha que permitia o cálculo da área carbonatada. Pode-se visualizar na figura 4.10 a delimitação das áreas.



**Figura 4.10** Aspecto do corpo-de-prova ao ser analisado no analisador de imagens

Kulakowski (2002) também fez uso de um analisador de imagens, no entanto, em sua

pesquisa, o analisador foi utilizado na leitura da profundidade de carbonatação. Porém, a autora salienta que alguns cuidados devem ser tomados para evitar distorções na realização das medidas, entre eles:

- Procurar a maior planicidade da face de ruptura possível, para evitar distorções na imagem;
- Minimizar ao máximo as sombras na imagem gerada;
- Garantir o esquadro do corpo-de-prova em relação à imagem, bem como em relação à escala de referência.

#### 4.4 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS

Para confecção dos corpos-de-prova foram utilizados os seguintes materiais:

- a) Cimento Portland estrutural branco :
  - CP-B 1 e CP-B 2 - cimentos Portland branco brasileiros;
  - CP-B 3 e CP-B 4 – cimentos Portland branco importados;
- b) Cimento Portland de alta resistência inicial – CP V - ARI;
- c) Areia quartzosa, encontrada no mercado, com graduação média;
- d) Agregado graúdo de origem basáltica, com dimensão máxima característica de 19mm.
- e) Aditivo superplastificante a base de éster policarboxílico modificado.

A seguir serão descritas as características de cada um destes materiais, citando as normas em que se basearam os ensaios de caracterização.

##### 4.4.1 Agregados

###### 4.4.1.1 Agregado miúdo

O agregado miúdo utilizado é de origem quartzosa, disponível comercialmente. As características físicas e a distribuição granulométrica da areia estão relacionadas na tabela 4.4. Não se constatou a presença de impurezas orgânicas, determinada de acordo com a NBR 7220 (ABNT, 1987).

**Tabela 4.4** Caracterização do agregado miúdo

Determinações	Método de ensaio	Resultados Obtidos		
		Abertura da peneira	Porcentagem retida	
Composição granulométrica	NBR 7217	ABNT (mm)	Individual	Acumulada
		4,80	0	0
		2,40	5	5
		1,20	16	21
		0,60	31	52
		0,30	40	92
		0,15	8	100
		< 0,15	0	100
Dimensão máxima característica	NBR 7217	2,4 mm		
Módulo de finura	NBR 7217	2,70		
Massa específica	NBR 9776	2,626 kg/dm <sup>3</sup>		

#### 4.4.1.2 Agregado graúdo

Utilizou-se, para a confecção dos corpos-de-prova de concreto, agregado graúdo de origem basáltica. As características físicas do agregado graúdo, bem como a sua distribuição granulométrica, segundo NBR 7217 (ABNT, 1987), estão relacionadas na Tabela 4.5. Segundo a NBR 7211 (ABNT, 1982), pode ser classificado como brita 1 e com dimensão máxima característica de 19 mm.

**Tabela 4.5** Caracterização do agregado graúdo

Determinações	Método de ensaio	Resultados Obtidos		
		Abertura da peneira	Porcentagem retida	
Composição granulométrica	NBR 7217	ABNT (mm)	Individual	Acumulada
		19,0	0	0
		12,5	61	61
		9,5	28	89
		6,3	9	98
		4,8	1	99
		2,4	1	100
		1,2	-	100
		0,6	-	100
		0,3	-	100
		0,15	-	100
		< 0,15	-	100
Dimensão máxima característica	NBR 7217	19,0 mm		
Módulo de finura	NBR 7217	6,88		
Massa específica	NBR 9776	2,81 kg/dm <sup>3</sup>		
Absorção da brita		1,67 %		

## 4.4.2 Cimento

### 4.4.2.1 Cimento Portland de alta resistência inicial

O cimento utilizado, em parte do experimento, como referência, foi o cimento Portland de alta resistência inicial (CP-V ARI). A escolha deste tipo de cimento deveu-se ao fato dele não apresentar adições pozolânicas, e por apresentar finura similar dos cimentos Portland branco estudados. A finura é um dos parâmetros fundamentais para avaliação do cimento, pois influencia diretamente a velocidade das reações de hidratação, colaborando para aumentar a resistência a pequenas idades, diminuir a exsudação e incrementar a impermeabilidade, trabalhabilidade e coesão do concreto resultante.

Este cimento teve origem de um único lote de fabricação. As caracterizações química, física e mecânica deste cimento foram realizados no laboratório da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) e encontram-se na tabela 4.6.

Foi também realizado no Laboratório de Processamentos Minerais (LAPROM/CT), da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, ensaio de granulometria à laser, cujos resultados encontram-se em anexo.

### 4.4.2.2 Cimento Portland branco estrutural

Tanto os cimentos importados quanto os nacionais tiveram origem de um único lote de fabricação, para cada cimento, e foram submetidos, juntamente com o CP-V, à análise físico-mecânica e química no laboratório da ABCP. Os resultados encontram-se na tabela 4.6 .

A granulometria à laser, realizada no LAPROM/CT, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, para os quatro tipos de cimento analisados, encontram-se em anexo.

**Tabela 4.6** Caracterização físico-mecânica e química dos cimentos utilizados

Composição Química	Teor (% em massa)					
	CP-V	CP-B1	CP-B2	CP-B3	CP-B4	
Perda ao fogo (PF)	3,76	9,37	7,01	2,09	2,16	
Dióxido de silício (SiO <sub>2</sub> )	19,53	19,20	20,29	22,27	24,52	
Óxido de alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	3,91	3,53	3,66	4,29	2,10	
Óxido de ferro (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	2,89	0,16	0,17	0,21	0,36	
Óxido de cálcio (CaO)	63,19	62,46	63,86	66,04	67,42	
Óxido de magnésio (MgO)	1,94	1,53	1,02	1,06	0,53	
Trióxido de enxofre (SO <sub>3</sub> )	3,07	2,87	3,16	3,26	2,01	
Óxido de sódio (Na <sub>2</sub> O)	0,04	0,01	0,01	0,01	0,08	
Óxido de potássio (K <sub>2</sub> O)	0,61	0,08	0,08	0,18	0,11	
Resíduo Insolúvel (RI)	0,54	1,80	1,29	0,35	0,26	
Anidrido Carbônico (CO <sub>2</sub> )	2,45	8,61	5,27	0,33	0,58	
Óxido de cálcio livre (CaO <sub>l</sub> )	1,27	-	-	-	-	
C <sub>3</sub> S	78,37	84,36	80,89	70,42	73,43	
C <sub>2</sub> S	-	-	-	10,74	14,92	
C <sub>3</sub> A	5,47	9,09	9,41	11,01	4,96	
C <sub>4</sub> AF	8,79	0,49	0,52	0,64	1,10	
Finura – Resíduo na peneira de 75µm – 200%	0,5	0,4	0,4	0,9	10,3	
Massa Específica (gm/cm <sup>3</sup> )	3,09	2,99	2,99	3,05	3,07	
Superfície Específica (cm <sup>2</sup> /g)-Blaine	4190	4500	4380	3490	3950	
Água da pasta de consistência normal (%)	29,8	33,0	31,4	28,2	31,8	
Início de pega (h:min)	3:05	2:35	2:40	1:20	2:05	
Fim de pega (h:min)	4:25	3:25	3:40	2:10	3:25	
Expansibilidade de Le Chatelier – a Frio (mm)	1,0	1,5	2,5	3,0	0,5	
Expansibilidade de Le Chatelier – a Quente (mm)	0,5	0,5	0,5	1,0	10,0	
Resistência à compressão (MPa)	1 dia	14,6	-	-	-	-
	3 dias	34,6	23,4	26,0	29,1	22,7
	7 dias	40,7	31,3	35,4	36,7	33,1
	28 dias	-	45,4	51,1	47,1	51,0

#### 4.4.3 Água

Para a moldagem dos corpos-de-prova utilizou-se água proveniente da rede de abastecimento local.

#### 4.4.4 Aditivo superplastificante

Para determinados traços tornou-se necessário o uso de aditivo superplastificante, a fim de obter-se uma consistência adequada ao uso. Neste trabalho foi utilizado um aditivo superplastificante a base de éster policarboxílico modificado.

#### 4.4.5 Gás carbônico

Para a alimentação da câmara de carbonatação, utilizou-se gás carbônico comercial.

#### 4.4.6 Outros

Para a impermeabilização dos corpos-de-prova do ensaio de absorção de água por capilaridade foi utilizado adesivo estrutural a base de resina epóxi, juntamente com resina a base de poliuretano para a fixação da tampa nos corpos-de-prova.

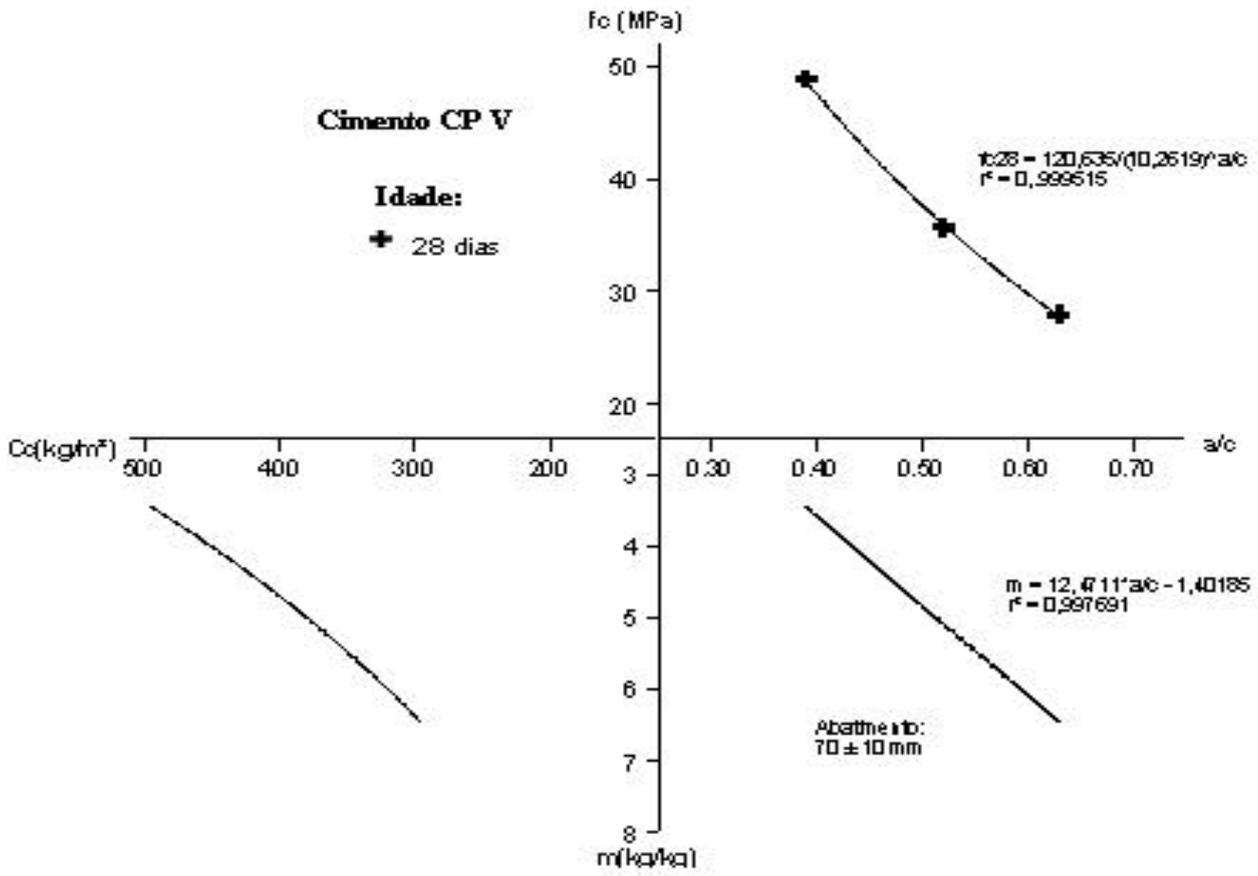
Para o ensaio de carbonatação, foi utilizado parafina sólida derretida para vedação do topo e da base dos corpos-de-prova.

### 4.5 MÉTODO DE DOSAGEM

Utilizou-se a metodologia de dosagem do IPT/EPUSP, descrito por Helene e Terzian (1992), onde os parâmetros de dosagem utilizados foram a obtenção de um abatimento de tronco de cone de  $70 \pm 10$  mm e a manutenção de um teor de argamassa de 53%, determinado experimentalmente. Foi utilizado, como referência, concreto moldado com cimento Portland CP-V ARI. Os valores obtidos no ajuste do traço (tabela 4.7), estão *plotados* no diagrama de dosagem (constituído por quatro eixos representados pela resistência à compressão do concreto aos 28 dias de idade, relação água/cimento, traço unitário e consumo de cimento) podem ser visualizados na figura 4.11. A partir da curva de dosagem, foram definidos os traços para as relações água/cimento de 0,4; 0,5 e 0,6 (tabela 4.8).

**Tabela 4.7** Resultados do ajuste da curva de dosagem experimental

Traço unitário (1:m) (kg/kg)	Relação água/cimento (a/c)	Fc <sub>28</sub> Potencial (MPa)	Consumo <sub>cimento</sub> (kg/m <sup>3</sup> )
1:3,5	0,39	48,81	500,97
1:5	0,52	35,69	366,91
1:6,5	0,63	27,93	299,15



**Figura 4.11** Diagrama de dosagem do concreto de referência

**Tabela 4.8** Proporcionamento dos concretos

Relação Água/cimento	m	traço	Cimento (kg)	Areia (kg)	Brita Peneirada 19mm (kg)	Água (kg)	Consumo <sub>cimento</sub> (kg/m <sup>3</sup> )
0,40	3,59	1:1,43:2,16	9,28	13,28	20,00	3,71	487,3
0,50	4,83	1:2,09:2,74	7,29	15,26	20,00	3,65	382,7
0,60	6,08	1:2,75:3,33	6,01	16,54	20,00	3,61	315,0

Todos os concretos, variando o tipo de cimento, foram moldados segundo este proporcionamento, sendo que durante a moldagem de alguns traços foi necessária a utilização de aditivo superplastificante pois o concreto perdia o abatimento muito rapidamente. Este fato pode ser explicado pelos altos teores de C<sub>3</sub>A encontrados nos cimentos Portland brancos. A quantidade de aditivo utilizada não foi significativa (tabela 4.9), não sendo considerado no cálculo da relação água/cimento.

Para cada traço eram moldados simultaneamente os corpos-de-prova para os ensaios de absorção de água por capilaridade, carbonatação e resistência à compressão.

O controle da trabalhabilidade foi realizado através do ensaio de abatimento de tronco de cone (*slump*), segundo o procedimento sugerido na norma NBR 7223/82. As quantidades de aditivo, juntamente com os valores obtidos no ensaio de abatimento, estão apresentados na tabela 4.9.

**Tabela 4.9** Abatimento e quantidade de aditivo (% sobre a massa de cimento)

	a/c	Abatimento (cm)		Aditivo (% sob m. cim)	
		BLOCO A	BLOCO B	BLOCO A	BLOCO B
CP-V	0,4	6,5	7,5	-	-
	0,5	7,0	7,0	-	-
	0,6	7,0	8,0	-	-
CP-B 1	0,4	11,0	5,0	0,26	0,085
	0,5	9,0	8,0	0,11	-
	0,6	9,0	6,0	0,16	-
CP-B 2	0,4	11,5	11,0	0,14	0,12
	0,5	8,5	7,0	0,06	-
	0,6	7,5	9,5	0,07	0,05
CP-B 3	0,4	10,5	9,5	-	-
	0,5	9,5	14,0	-	-
	0,6	9,5	10,5	-	-
CP-B 4	0,4	15,0	10,5	0,09	-
	0,5	12,5	11,0	-	-
	0,6	9,5	7,0	-	-

Em alguns traços, o abatimento não alcançou valor de  $7 \pm 1$  cm, então, para garantir o perfeito adensamento foi utilizado aditivo. Nos demais traços foram mantidos os abatimentos resultantes para não alterar a relação água/cimento.

## 4.6 PRODUÇÃO DO CONCRETO

### 4.6.1 Mistura dos materiais

A operação de mistura dos materiais foi realizada em uma betoneira de eixo vertical, previamente imprimada com argamassa de cimento e areia. A moldagem dos corpos-de-prova seguiu um planejamento prévio, obedecendo a aleatorização apresentada no item 4.2.2.

A ordem de colocação dos materiais na betoneira, em movimento foi mantida constante para todas as misturas seguindo o procedimento: brita, 30% da água, cimento, 30% da água, areia, 40% da água, aditivo (suficiente para ajustes finais do traço), totalizando uma operação que

durava aproximadamente 4 minutos.

#### 4.6.2 Moldagem dos corpos-de-prova

O processo de adensamento adotado foi mecânico (vibrador de agulha), seguindo as prescrições da NBR 5738 (1994). A figura 4.12 ilustra os três tipos de fôrmas utilizadas na moldagem dos corpos-de-prova.



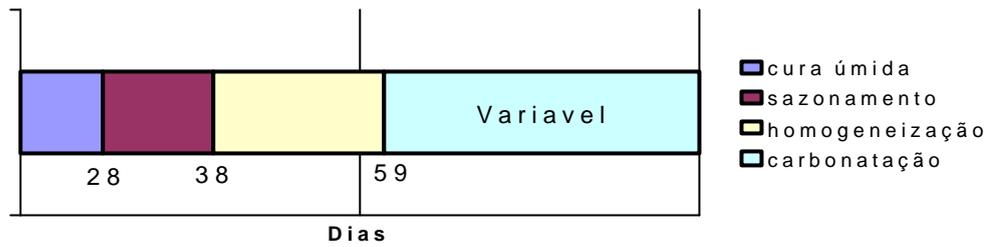
**Figura 4.12** Adensamento do concreto e fôrmas utilizadas

Como desmoldante foi utilizado parafina líquida, aplicada com esponja embebida no produto momentos antes da concretagem, uma vez que no concreto aparente, em especial no concreto branco, não é possível recorrer aos óleos habituais de desmoldagem, sob pena de surgirem manchas de gordura.

#### 4.6.3 Cura

Após as concretagens, os corpos-de-prova foram cobertos com sacos plásticos, permanecendo nas fôrmas por 24 horas. Em seguida, foram desmoldados e colocados em câmara úmida até a idade estabelecida em cada ensaio, com temperatura controlada de  $23 \pm 2$  °C e umidade relativa superior a 95%, conforme a NBR 9479 (1986).

Aos 28 dias de idade, os corpos-de-prova do ensaio de carbonatação seguiram da câmara úmida para a câmara de sazonalização. O gráfico da figura 4.13 demonstra o esquema de cura para o ensaio de carbonatação acelerada.



**Figura 4.13** Processo de cura dos corpos-de-prova submetidos à carbonatação

Já os corpos-de-prova do ensaio de absorção capilar foram serrados e colocados em estufa, onde se esperou atingir a constância de massa (diferença entre pesagens sucessivas menor que 0,1%) para o início do ensaio.

## 5 RESULTADOS, ANÁLISE E DISCUSSÃO

Neste capítulo são apresentadas a análise e a discussão dos resultados obtidos nos ensaios executados no programa experimental, descritos no Capítulo 4. A apresentação dos itens que constituem este capítulo é feita sob a forma de tabelas e gráficos, para cada ensaio, seguido de uma análise de significância estatística. As tabelas e gráficos apresentam os valores obtidos e previstos, assim como os gráficos, de forma a facilitar a visualização dos mesmos.

O programa experimental foi embasado por um planejamento estatístico (capítulo 4), para uma maior confiabilidade da análise dos resultados. Com o intuito de comprovar estatisticamente a influência das variáveis investigadas, foi realizada uma análise de variância, para cada tipo de ensaio. Conforme Nanni e Ribeiro (1992), pode-se observar grupos de observações através da comparação da variabilidade das médias dentro de diferentes grupos correlacionando com a variabilidade dentro de cada grupo. Através do teste F (distribuição de Fischer), pode-se observar a significância estatística da variabilidade das médias entre grupos. Maiores detalhes acerca da análise de variância podem ser encontrados em Montgomery (2001) e Nanni e Ribeiro (1992).

Em função das características particulares do experimento, utilizou-se tanto a regressão múltipla linear como a regressão não linear para a análise estatística dos efeitos e das interações existentes entre os fatores controláveis. A análise de regressão permite uma avaliação do efeito dos fatores controláveis, identificando quais os fatores controláveis apresentam um efeito significativo sobre a variável de resposta. O programa Statistica foi utilizado para análise de significância dos cinco tipos de cimento, conjuntamente, na resistência à compressão. Os programas Statgraphics e SPSS 8.0 foram usados na análise de regressão linear e regressão não linear, respectivamente. Eles fornecem equações ajustadas de cada modelo testado, bem como os parâmetros da análise de variância e os valores de  $R^2$  (ou coeficiente de determinação) de cada análise. Cabe ressaltar, ainda, que as equações obtidas para os modelos de comportamento das propriedades avaliadas foram testadas e analisadas de várias formas, até que se chegasse à equação que melhor ajustasse o modelo de comportamento.

## 5.1 ENSAIOS MECÂNICOS

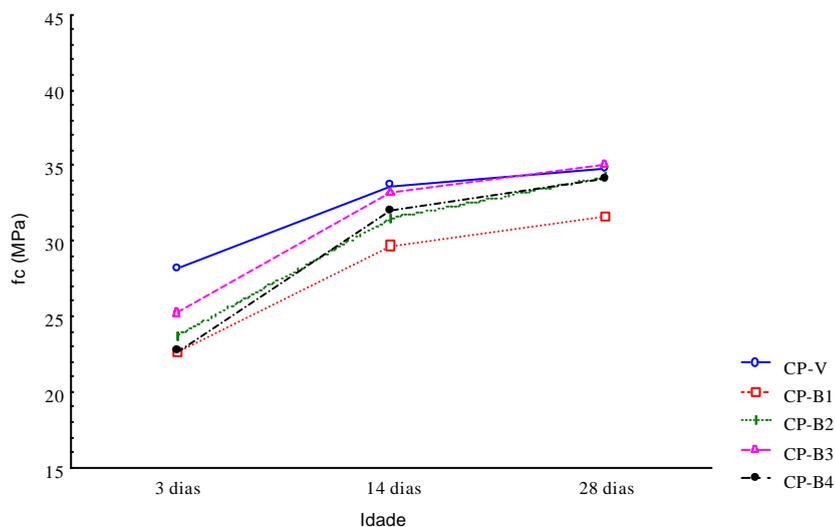
### 5.1.1 Resistência à compressão

Para a análise da significância em relação ao tipo de cimento, à idade e a relação água/cimento, bem como suas interações, primeiramente foi feita uma análise com todos os tipos de cimento no programa Statistica, onde se obtiveram os resultados que constam na tabela 5.1.

**Tabela 5.1** Análise de variância – resistência à compressão

Fonte	SQ	GDL	SQR	F	Valor de P	Efeito
1 – água/cim.	4193,36	2,00	110,00	920,38	0,000	Significativo
2 – cimento	83,28	4,00	110,00	18,28	0,000	Significativo
3 – idade	1223,76	2,00	110,00	268,60	0,000	Significativo
Interação 12	22,30	8,00	110,00	4,89	0,000	Significativo
Interação 13	0,36	4,00	110,00	0,08	0,989	Não Signif.
Interação 23	9,51	8,00	110,00	2,09	0,043	Significativo
Interação 123	5,01	16,00	110,00	1,10	0,364	Não Signif.

Em ordem de importância, os fatores isolados água/cimento, idade, tipo de cimento e a interação entre a relação água/cimento e o tipo de cimento e a interação entre o tipo de cimento e a idade foram estatisticamente significativos no resultado da resistência à compressão. No gráfico da figura 5.1 são apresentados os valores de resistência à compressão em função da interação entre os tipos de cimento e a idade.

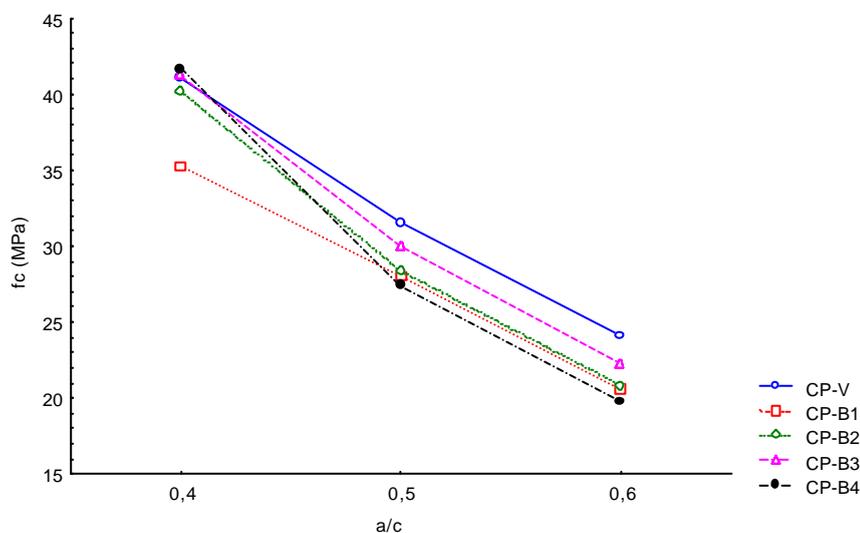


**Figura 5.1** Resistência à compressão em função da interação entre o tipo de cimento e a idade

Neste gráfico observa-se a interação significativa entre o tipo de cimento e a idade. Nota-se que a resistência dos cimentos crescem de forma diferenciada com a idade, ou seja, o CP-B4,

aos 3 dias, possui apenas 66% da resistência dos 28 dias, enquanto o CP-V possui 81%. Os demais cimentos possuem, aos 3 dias, cerca de 70% da resistência dos 28 dias, crescendo de forma similar dos 3 aos 14 dias. O maior crescimento, de quase 30%, dos 3 aos 14 dias, foi o do CP-B4. Observa-se, também, que todos os cimentos atingiram grandes valores de resistência nos primeiros 14 dias (cerca de 95% da resistência dos 28 dias) e após, o aumento de resistência não é tão significativo. Para as três idades, o concreto moldado com CP-V teve maiores valores de resistência à compressão, sendo cerca de 9% superior, aos 28 dias, que o cimento CP-B1, que atingiu o menor valor de resistência à compressão.

No gráfico da figura 5.2 são apresentados os valores da interação significativa entre o tipo de cimento e a relação água/cimento. Observa-se que a influência da relação água/cimento diferencia-se dependendo do tipo de cimento, ou seja, o CP-B4 possui a maior resistência para a relação água/cimento 0,4 e a menor para a relação água/cimento 0,6, variando cerca de 110% neste intervalo. Já o CP-V mantém-se com as maiores resistências para todas as relações água/cimento, variando cerca de 65% da relação a/c 0,6 para 0,4.



**Figura 5.2** Resistência à compressão dos concretos em função da interação entre a relação a/c e o tipo de cimento

Nota-se que, como esperado, a resistência à compressão dos cinco tipos de cimento estudados decresce significativamente com o aumento da relação água/cimento. Este comportamento já é consenso, no meio técnico, logo, a resistência de um concreto depende, fundamentalmente, de sua relação água/cimento e grau de hidratação, desde que o mesmo esteja completamente adensado.

Os resultados obtidos, para cada tipo de cimento, foram modelados segundo uma regressão

múltipla linear, sendo que estes foram *plotados* em gráficos para facilitar a visualização dos dados observados e previstos pelo modelo. Os parâmetros definidos como fatores controláveis, tiveram que ser codificados para facilitar o tratamento funcional no programa estatístico (tabela 5.2).

**Tabela 5.2** Parâmetros do processo priorizados para este experimento

Fatores controláveis	Níveis reais	Níveis codificados
Relação água/aglomerante	0.40; 0.50; 0.60	0,5; 1,0; 1,5
Idade (resistência à compressão)	3, 14 e 28 dias	0,5; 1,0; 1,5

Nas tabelas 5.3 a 5.12 apresenta-se a análise de variância (ANOVA) do modelo e os parâmetros calculados para os fatores analisados para cada tipo de cimento estudado.

**Tabela 5.3** Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CPV – ARI

Parâmetros	Coefficientes	Erro padrão	Teste t	Valor de p
Constante	1095,84	415,012	2,64049	0,0127
$1/ac^{0,1}$	-267,333	135,274	-1,97623	0,0568
$id^{0,1}$	-371,256	141,891	-2,61649	0,0134
$ac^{0,1}/id^{0,1}$	-424,462	137,712	-3,08225	0,0042

**Tabela 5.4** Parâmetros dos fatores analisados para resistência à compressão do concreto com CPV – ARI

Fonte	SQ	GDL	MQ	F	Valor de p
Modelo	2019,24	3	673,08	133,99	0,000
Residual	160,742	32	5,02318		
Total	2179,98	35			

**Tabela 5.5** Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-B1

Parâmetros	Coefficientes	Erro padrão	Teste t	Valor de p
Constante	221,22	19,2964	11,4643	0,0000
$1/ac^5$	-0,158311	0,033953	-2,96489	0,0060
$id^{0,9}$	-12,0644	2,29127	-5,26537	0,0000
$ac^{0,1}/id^{0,1}$	-179,174	16,5276	-10,8409	0,0000

**Tabela 5.6** Parâmetros dos fatores analisados para resistência à compressão do concreto com CP-B1

Fonte	SQ	GDL	MQ	F	Valor de p
Modelo	1879,23	3	625,41	227,29	0,000
Residual	79,7979	29	2,75165		
Total	1956,03	32			

**Tabela 5.7** Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-B2

Parâmetros	Coefficientes	Erro padrão	Teste t	Valor de p
Constante	33,0568	0,779186	42,4248	0,0000
$1/ac^5$	0,378229	0,0299061	12,6472	0,0000
$1/id^2$	-2,76316	0,221759	-12,4602	0,0000
$ac^{10}/id^{0,1}$	-0,120976	0,0147144	-8,22161	0,0000

**Tabela 5.8** Parâmetros dos fatores analisados para resistência à compressão do concreto com CP-B2

Fonte	SQ	GDL	MQ	F	Valor de p
Modelo	2889,59	3	963,198	253,46	0,0000
Residual	106,405	28	3,80018		
Total	2996,0	31			

**Tabela 5.9** Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-B3

Parâmetros	Coefficientes	Erro padrão	Teste t	Valor de p
Constante	-158,246	11,3843	-13,9004	0,0000
$1/ac^{0,1}$	172,047	10,7802	15,9596	0,0000
$id^1$	19,4917	3,53395	5,51556	0,0000
$ac^4/id^{0,1}$	-1,92152	0,657121	-2,92415	0,0076

**Tabela 5.10** Parâmetros dos fatores analisados para resistência à compressão do concreto com CP-B3

Fonte	SQ	GDL	MQ	F	Valor de p
Modelo	2111,9	3	703,968	107,02	0,0000
Residual	151,295	23	6,57804		
Total	2263,2	26			

**Tabela 5.11** Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-B4

Parâmetros	Coefficientes	Erro padrão	Teste t	Valor de p
Constante	162,242	16,8115	9,65068	0,0000
$1/ac$	5,0812	1,34786	3,76982	0,0010
$id^5$	-0,493628	0,20427	-2,41655	0,0240
$ac^{0,1}/id^{0,1}$	-137,148	14,8358	-9,24442	0,0000

**Tabela 5.12** Parâmetros dos fatores analisados para resistência à compressão do concreto com CP-B4

Fonte	SQ	GDL	MQ	F	Valor de p
Modelo	2875,72	3	958,573	245,66	0,0000
Residual	89,7471	23	3,90205		
Total	2965,47	26			

Onde,

F = teste F, valor calculado

p = nível de significância associado ao valor calculado de F

SQ = soma dos quadrados

GDL = graus de liberdade

MQ = média dos quadrados

Na análise de variância dos modelos estatística dos resultados, o valor de p menor que 0,01 indica que a relação entre as variáveis apresenta significância estatística a um nível de confiança de 99%.

Através do ajuste por regressão múltipla linear dos resultados de resistência à compressão foram encontradas, para cada tipo de cimento, as seguintes equações (equações 5.1 a 5.5):

$$f_{c_{CPV}} = 1095,84 - 424,462 \times ac^{0,1}/id^{0,1} - 267,333 \times 1/ac^{0,1} - 371,256 \times id^{0,1} \quad r^2=92,63\% \quad (5.1)$$

$$f_{c_{CPB1}} = 221,22 - 0,158311 \times 1/ac^5 - 12,0644 \times id^{0,9} - 179,174 \times ac^{0,1}/id^{0,1} \quad r^2=95,92\% \quad (5.2)$$

$$f_{c_{CPB2}} = 33,0568 + 0,378229 \times 1/ac^5 - 0,120976 \times ac^{10}/id^{0,1} - 2,76316 \times 1/id^2 \quad r^2=96,45\% \quad (5.3)$$

$$f_{c_{CPB3}} = -158,246 + 172,047 \times 1/ac^{0,1} + 19,4917 \times id^1 - 1,92152 \times id^4/ac^{0,1} \quad r^2=93,32\% \quad (5.4)$$

$$f_{c_{CPB4}} = 162,242 - 137,148 \times ac^{0,1}/id^{0,1} + 5,0812 \times 1/ac - 0,493628 \times id^5 \quad r^2=96,97\% \quad (5.5)$$

Onde:

ac = relação água/cimento;

id = idade do concreto.

Pode-se considerar que os de  $r^2$  obtidos para a modelagem da resistência à compressão são elevados, significando que no mínimo 92% da variabilidade dos dados obtidos no ensaio de resistência à compressão é explicada pelo modelo. Os valores observados e os previstos pelo modelo para resistência à compressão estão apresentados, respectivamente, nas tabelas 5.13 e 5.14.

**Tabela 5.13** Valores médios observados para resistência à compressão (MPa)

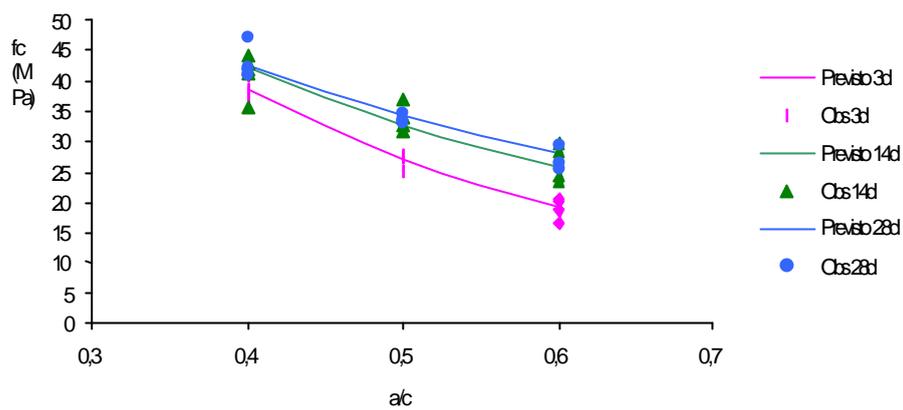
a) Idade 3 dias		Tipo de cimento				
		CPV	CPB1	CPB2	CPB3	CPB4
Rel. a/c	0,4	38,57	30,61	33,04	35,46	34,07
	0,5	26,93	22,27	23,14	23,94	19,89
	0,6	18,99	14,92	14,83	16,34	14,06
b) Idade 14 dias		Tipo de cimento				
		CPV	CPB1	CPB2	CPB3	CPB4
Rel. a/c	0,4	41,12	37,08	41,52	42,84	45,59
	0,5	33,76	29,46	29,51	32,89	29,13
	0,6	26,04	22,50	23,34	23,94	21,30
c) Idade 28 dias		Tipo de cimento				
		CPV	CPB1	CPB2	CPB3	CPB4
Rel. a/c	0,4	43,45	37,97	45,87	45,31	45,22
	0,5	33,84	32,40	32,31	33,25	33,20
	0,6	27,16	24,29	24,44	26,52	23,96

**Tabela 5.14** Valores previstos para resistência à compressão (MPa)

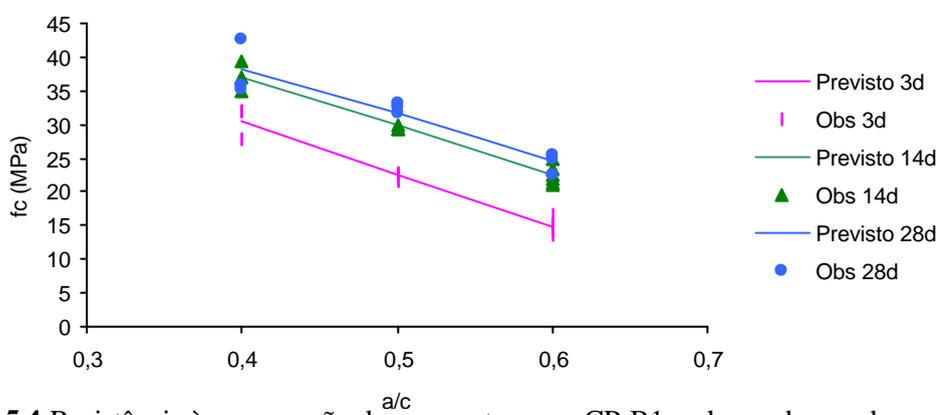
a) Idade 3 dias		Tipo de cimento				
		CPV	CPB1	CPB2	CPB3	CPB4
Rel. a/c	0,4	38,46	30,51	34,11	35,77	35,24
	0,5	27,19	22,56	22,25	23,43	20,32
	0,6	18,98	14,75	14,58	16,60	12,54
b) Idade 14 dias		Tipo de cimento				
		CPV	CPB1	CPB2	CPB3	CPB4
Rel. a/c	0,4	42,03	36,91	42,40	43,58	43,95
	0,5	32,79	29,82	30,55	31,37	29,68
	0,6	25,85	22,55	23,37	24,61	22,31
c) Idade 28 dias		Tipo de cimento				
		CPV	CPB1	CPB2	CPB3	CPB4
Rel. a/c	0,4	42,40	38,24	43,93	44,96	45,78
	0,5	34,29	31,63	32,09	33,31	31,88
	0,6	28,05	24,65	25,18	26,86	24,73

Percebe-se, através dos resultados previstos pelo modelo, a boa correlação com os valores obtidos.

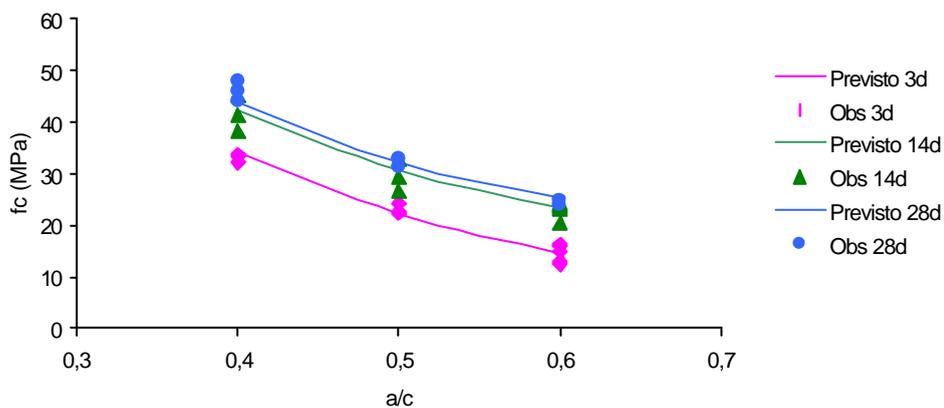
As figuras 5.3 a 5.7 apresentam gráficos com as curvas de comportamento previstas por cada modelo ajustado e os valores observados durante o ensaio de resistência à compressão para as três idades e para cada tipo de cimento.



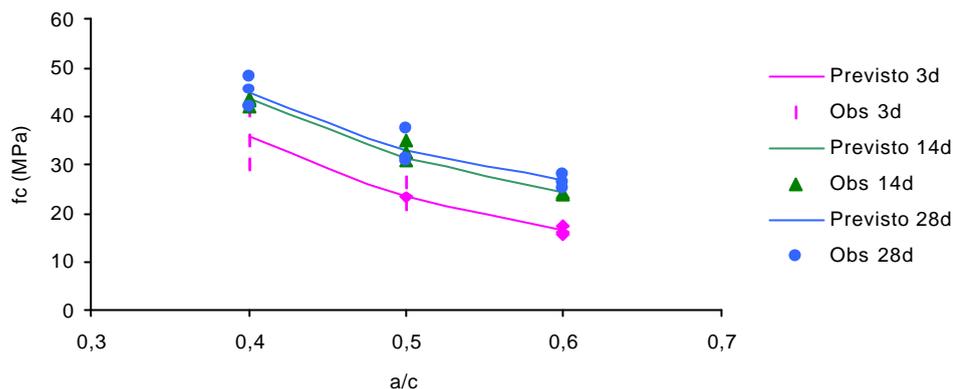
**Figura 5.3** Resistência à compressão dos concretos com CPV, valores observados e previstos



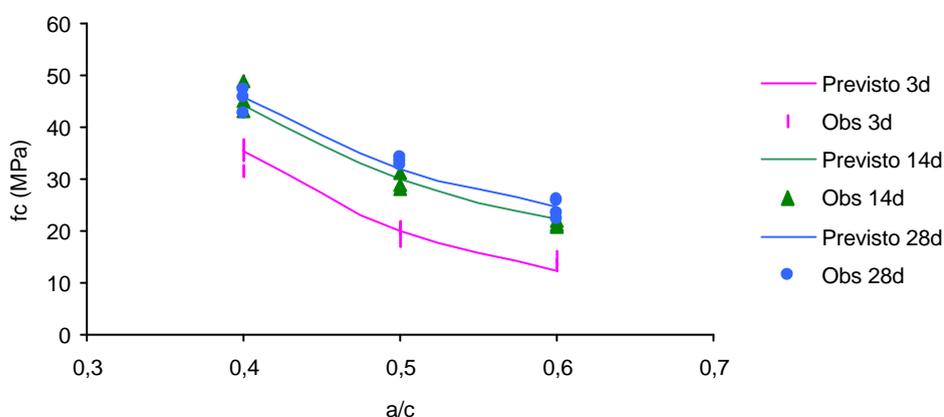
**Figura 5.4** Resistência à compressão dos concretos com CP-B1, valores observados e previstos



**Figura 5.5** Resistência à compressão dos concretos com CP-B2, valores observados e previstos



**Figura 5.6** Resistência à compressão dos concretos com CP-B3, valores observados e previstos



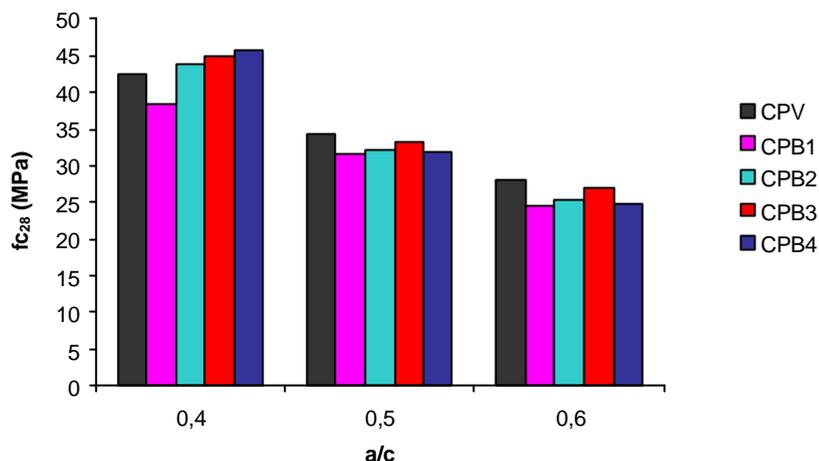
**Figura 5.7** Resistência à compressão dos concretos com CP-B4, valores observados e previstos

Analisando inicialmente os modelos ajustados, percebe-se uma boa correlação entre os valores previstos e observados. A tabela 5.15 apresenta um comparativo das resistências à compressão, em porcentagem, para os concretos brancos nas três relações a/c analisadas, em relação ao concreto de referência (CP-V).

**Tabela 5.15** Comparação dos valores previstos dos concretos brancos com o concreto de referência

	a/c	$\hat{f}_{c28\text{dias}}$ (MPa)	%
CPV	0,4	42,4	100,00
	0,5	34,29	100,00
	0,6	28,05	100,00
CPB1	0,4	38,24	90,19
	0,5	31,63	92,24
	0,6	24,65	87,88
CPB2	0,4	43,93	103,61
	0,5	32,09	93,58
	0,6	25,18	89,77
CPB3	0,4	44,96	106,04
	0,5	33,31	97,14
	0,6	26,86	95,76
CPB4	0,4	45,78	107,97
	0,5	31,88	92,97
	0,6	24,73	88,16

Podem ser visualizados, na figura 5.8, os valores agrupados dos resultados previstos pelos modelos para resistência à compressão, com o intuito de comparar os tipos de cimento analisados, nas três relações a/c.



**Figura 5.8** Resistência à compressão dos cinco concretos moldados nas três relações a/c

Para resistência à compressão percebe-se que todos os concretos brancos obtiveram valores inferiores, quando comparados ao concreto moldado como referência, exceto os concretos moldados com relação a/c=0,4 com cimentos CPB2, CPB3 e CPB4. No entanto, os resultados tiveram uma variação pequena (aproximadamente 10%), podendo-se afirmar que todos os concretos moldados com cimento Portland branco possuíram desempenho similar aos dos concretos moldados como referência.

Estes resultados estão em consonância com os encontrados na pesquisa realizada por Benitez et al (2002), onde foi analisada a resistência à compressão de cimentos Portland branco e cinza (CP-V) de igual categoria, utilizando relação água/cimento de 0,35. Os valores obtidos, para os concretos moldados com cimento branco, aos 3, 7 e 28 dias, foram 20%, 18% e 12% superiores aos dos concretos de CP-V, respectivamente, nestas mesmas idades. Já Katz (2002) encontrou para concretos moldados com cimento Portland branco, valores 70% e 22% superiores, aos 7 e 28 dias, quando comparou com a resistência à compressão dos concretos moldados com cimento cinza.

## 5.2 ENSAIOS DE DURABILIDADE

Como forma de estimar a durabilidade de concretos de cimento Portland branco, comparativamente à de concretos com cimento cinza, foram realizados ensaios de

carbonatação e de absorção de água por capilaridade. A carbonatação foi analisada de duas formas: através da área carbonatada e da profundidade de carbonatação.

### 5.2.1 Avaliação da área carbonatada

O tratamento estatístico dos dados obtidos para carbonatação em concretos foi realizado através de regressão múltipla não linear analisado estatisticamente com auxílio do software SPSS 8.0. Procedeu-se definindo, através dos pontos obtidos, uma tendência de curva; a seguir foram analisados os fatores de determinação para cada modelo. O modelo proposto está apresentado na Equação 5.6.

$$A_{\text{carb}} = B_0 \times ac^{B_1} \times id^{B_2} \quad (5.6)$$

Onde:

$A_{\text{carb}}$  = área carbonatada;  
 $ac$  = relação água/cimento;  
 $id$  = idade do concreto

A tabela 5.16 apresenta a análise de variância (ANOVA) do modelo para concretos moldados com CP-B1 e a tabela 5.17 apresenta os parâmetros calculados para os fatores analisados.

**Tabela 5.16** Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-B1

Fonte	SQ	GDL	MQ	F	Valor de p
Modelo	1266647913,2	2	63323956,6	579,5	0,000
Resíduos	2841217,3	26	109277,6		
Total	129489130,5	28			
Total corrigido	16940199,8	27			

Onde: SQ = soma quadrada; GDL = grau de liberdade; MQ = média quadrada.

**Tabela 5.17** Parâmetros dos fatores analisados para carbonatação do concreto com CP-B1

Fator	Parâmetro	Estimativa	Erro Padrão	Teste t	significância – p
Constante	B0	10447	2492,2	4,2	0,000125
Ac	B1	5,97	0,438	13,6	0,0000
Id	B2	0,5	0,07	7,2	0,0000

A equação 5.7 mostra o modelo de previsão da área carbonatada para o CP-B1, com coeficiente de determinação de 83%.

$$A_{\text{carb CPB1}} = 10447 \times ac^{5,97} \times id^{0,5} \quad r^2=83,22\% \quad (5.7)$$

Os valores observados e previstos pelo modelo para área carbonatada de concretos moldados com CP-B1 estão apresentados, respectivamente, na tabela 5.18 e na tabela 5.19.

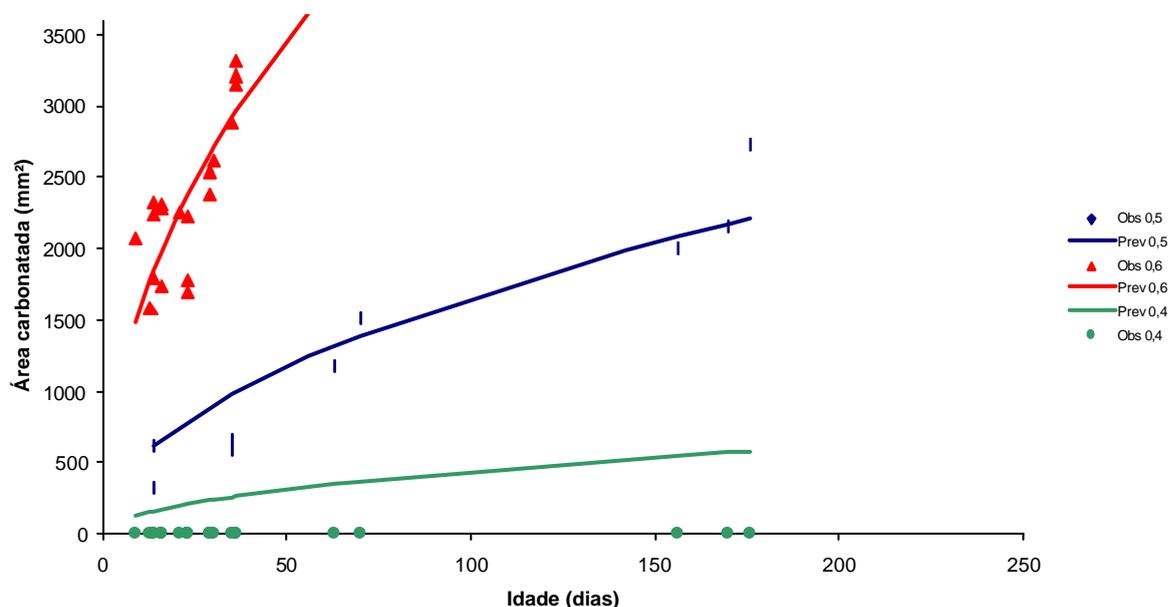
**Tabela 5.18** Resultados observados no ensaio de carbonatação acelerado para concretos moldados com CP-B1

a) CP-B1	Relação água/cimento		
	0,4	0,5	0,6
9	0	-	2073
13	0	-	1577
14	0	625	2236
14	0	326	2321
14	0	-	1793
16	0	-	2278
16	0	-	1735
16	0	-	2304
21	0	-	2255
23	0	-	2226
23	0	-	1775
23	0	-	1695
29	0	-	2382
29	0	-	2540
30	0	-	2614
35	0	660	2876
36	0	590	3315
36	0	-	3211
36	0	-	3149
63	0	1175	-
70	0	1514	-
156	0	2000	-
170	0	2157	-
176	0	2733	-

**Tabela 5.19** Resultados previstos através da equação modelo para concretos moldados com CP-B1

b) CP-B1	Relação água/cimento		
	0,4	0,5	0,6
9	132	500	1485
13	159	601	1785
14	165	624	1852
14	-	-	-
14	-	-	-
16	176	667	1980
16	-	-	-
16	-	-	-
16	-	-	-
21	202	764	2268
23	211	799	2374
23	-	-	-
23	-	-	-
29	237	898	2665
29	-	-	-
30	241	913	2711
35	260	986	2928
36	264	1000	2970
36	-	-	-
36	-	-	-
63	349	1323	3928
70	368	1394	4141
156	549	2082	6182
170	573	2173	6453
176	584	2211	6566

A figura 5.9 apresenta o gráfico com as curvas de comportamento previstas para os concretos moldados com CP-B1, e os valores observados, ao longo do tempo, durante o ensaio de carbonatação.



**Figura 5.9** Valores observado e previstos para área carbonatada de concretos moldados com CP-B1

A tabela 5.20 apresenta a análise de variância (ANOVA) do modelo de área carbonatada para concretos moldados com CP-B2 e a tabela 5.21 apresenta os parâmetros calculados para os fatores analisados.

**Tabela 5.20** Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-B2

Fonte	SQ	GDL	MQ	F	Valor de p
Modelo	12781213	3	4260404	107,8	0,000
Resíduos	316039	8	39507		
Total	13097271	11			
Total corrigido	2275026	10			

Onde: SQ = soma quadrada; GDL = grau de liberdade; MQ = média quadrada.

**Tabela 5.21** Parâmetros dos fatores analisados para carbonatação do concreto com CP-B2

Fator	Parâmetro	Estimativa	Erro Padrão	Teste t	Significância – p
Constante	B0	10995	4967	2,21	0,02
Ac	B1	7,3	0,83	8,8	0,000
Id	B2	0,5	0,12	4,2	0,000

A equação 5.8 mostra o modelo de previsão da área carbonatada para o CP-B2, com um coeficiente de determinação de 86%.

$$A_{\text{carb CPB2}} = 10995 \times ac^{7,3} \times id^{0,5} \quad r^2=86\% \quad (5.8)$$

Os valores observados e previstos pelo modelo para área carbonatada de concretos moldados com CP-B1 estão apresentados, respectivamente na tabela 5.22 e na tabela. 5.23.

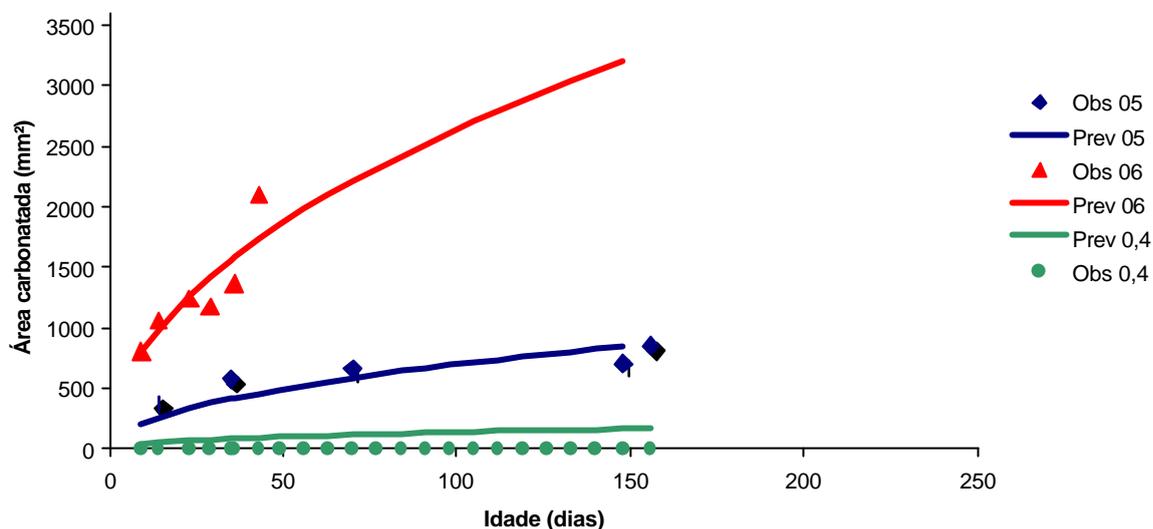
**Tabela 5.22** Valores observados no ensaio de carbonatação acelerado para concretos moldados com CP-B2

a) CP-B2	Relação água/cimento		
	0,4	0,5	0,6
9	0	-	803
14	0	369	1064
23	0	-	1244
29	0	-	1179
35	0	577	-
36	0	-	1362
43	0	-	2099
49	0	-	-
56	0	-	-
63	0	-	-
70	0	660	-
77	0	-	-
84	0	-	-
91	0	-	-
98	0	-	-
105	0	-	-
112	0	-	-
119	0	-	-
126	0	-	-
133	0	-	-
140	0	-	-
148	0	704	-
156	0	850	-

**Tabela 5.23** Valores previstos através da equação modelo para concretos moldados com CP-B2

b) CP-B2	Relação água/cimento		
	0,4	0,5	0,6
9	41	209	792
14	51	261	988
23	66	320	1266
29	74	369	1422
35	81	413	1562
36	82	419	1584
43	90	452	1732
49	96	488	1848
56	102	522	1976
63	109	554	2096
70	114	584	2209
77	120	612	2317
84	125	639	2420
91	131	666	2519
98	135	691	2614
105	140	715	2706
112	145	738	2795
119	149	761	2881
126	154	783	2964
133	158	805	3045
140	162	826	3124
148	166	849	3202
156	171	871	3277

A figura 5.10 apresenta o gráfico com as curvas de comportamento previstas para os concretos moldados com CP-B2, e os valores observados, ao longo do tempo, durante o ensaio de carbonatação.



**Figura 5.10** Valores observado e previstos para área carbonatada de concretos moldados com CP-B2

Devido ao pequeno número de resultados obtidos com o cimento CP-B3, a equação do modelo da curva para área carbonatada foi definida a partir do conhecimento e de tendências encontradas para os demais cimentos. Os valores para B0, B1 e B2 foram sendo testados no programa e avaliados os valores encontrados para o coeficiente de determinação. A tabela 5.24 apresenta a análise de variância (ANOVA) do modelo de área carbonatada para concretos moldados com CP-B3.

**Tabela 5.24** Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-B3

Fonte	SQ	GDL	MQ	F	Valor de p
Modelo	9847094,7	3	3282365	31,7	0,000
Resíduos	413667,3	4	103416,8		
Total	10260762	7			
Total corrigido	4111532,8	6			

Onde: SQ = soma quadrada; GDL = grau de liberdade; MQ = média quadrada.

A equação 5.9, mostra o modelo de previsão da área carbonatada para o CP-B3, com um coeficiente de determinação de 89,9%.

$$A_{\text{carb CPB3}} = 15000 \times ac^9 \times id^{0,5} \quad r^2=89,9\% \quad (5.9)$$

Os valores observados e previstos pelo modelo para concretos moldados com CP-B3 estão apresentados, respectivamente, na tabela 5.25 e na tabela 5.26.

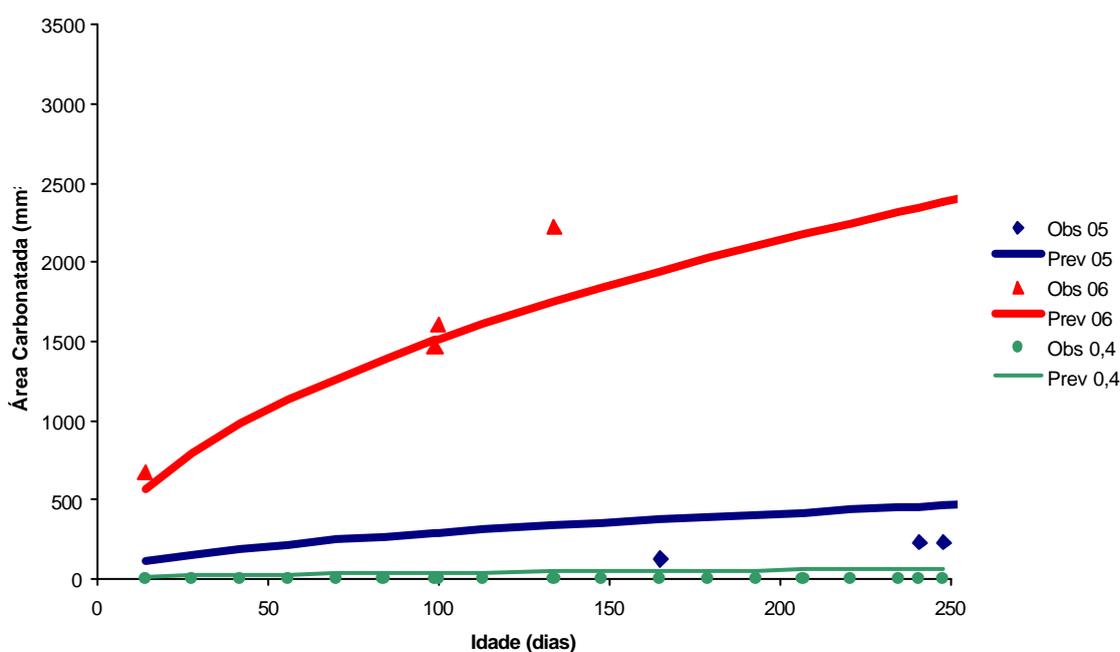
**Tabela 5.25** Valores observados no ensaio de carbonatação acelerado para concretos moldados com CP-B3

a) CP-B3		Relação água/cimento		
		0,4	0,5	0,6
Idade do ensaio	14	0	-	677
	28	0	-	-
	42	0	-	-
	56	0	-	-
	70	0	-	-
	84	0	-	-
	99	0	-	1469
	100	0	-	1607
	113	0	-	-
	134	0	-	2223
	148	0	-	-
	165	0	127	-
	179	0	-	-
	193	0	-	-
	207	0	-	-
	221	0	-	-
	235	0	-	-
241	0	228	-	
248	0	230	-	

**Tabela 5.26** Valores previstos através da equação modelo para concretos moldados com CP-B3

b) CP-B3		Relação água/cimento		
		0,4	0,5	0,6
Idade do ensaio	14	15	110	566
	28	21	155	800
	42	25	190	980
	56	29	219	1131
	70	33	245	1265
	84	36	269	1385
	99	39	292	1504
	100	39	293	1512
	113	42	311	1607
	134	46	339	1750
	148	48	356	1839
	165	51	376	1942
	179	53	392	2022
	193	55	407	2100
	207	57	422	2175
	221	58	436	2247
	235	60	449	2317
241	61	455	2347	
248	62	461	2381	

A figura 5.11 apresenta o gráfico com as curvas de comportamento previstas para os concretos moldados com CP-B3, e os valores observados, ao longo do tempo durante o ensaio de carbonatação.



**Figura 5.11** Valores observado e previstos para área carbonatada de concretos moldados com CP-B3

A tabela 5.27 apresenta a análise de variância (ANOVA) do modelo de área carbonatada para concretos moldados com CP-B4 e a tabela 5.28 apresenta os parâmetros calculados para os

fatores analisados.

**Tabela 5.27** Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-B4

Fonte	SQ	GDL	MQ	F	Valor de p
Modelo	10067561,5	3	3355853,8	21,74	0,000
Resíduos	771697,6	5	154339,5		
Total	10839259,1	8			
Total corrigido	4512765,1	7			

Onde: SQ = soma quadrada; GDL = grau de liberdade; MQ = média quadrada.

**Tabela 5.28** Parâmetros dos fatores analisados para carbonatação do concreto com CP-B4

Fator	Parâmetro	Estimativa	Erro Padrão	Teste t	significância – p
Constante	B0	23099	38067,5	0,6	0,280
Ac	B1	9,6	3,16	3,04	0,008
Id	B2	0,5	0,4	1,25	0,123

A equação 5.10, mostra o modelo de previsão da área carbonatada para o CP-B4, com um coeficiente de determinação de 82,9%.

$$A_{\text{carb CPB4}} = 23099 \times ac^{9,6} \times id^{0,5} \quad r^2=82,9\% \quad (5.10)$$

Os valores observados e previstos pelo modelo para área carbonatada de concretos moldados com CP-B4 estão apresentados, respectivamente, na tabela 5.29 e na tabela 5.30.

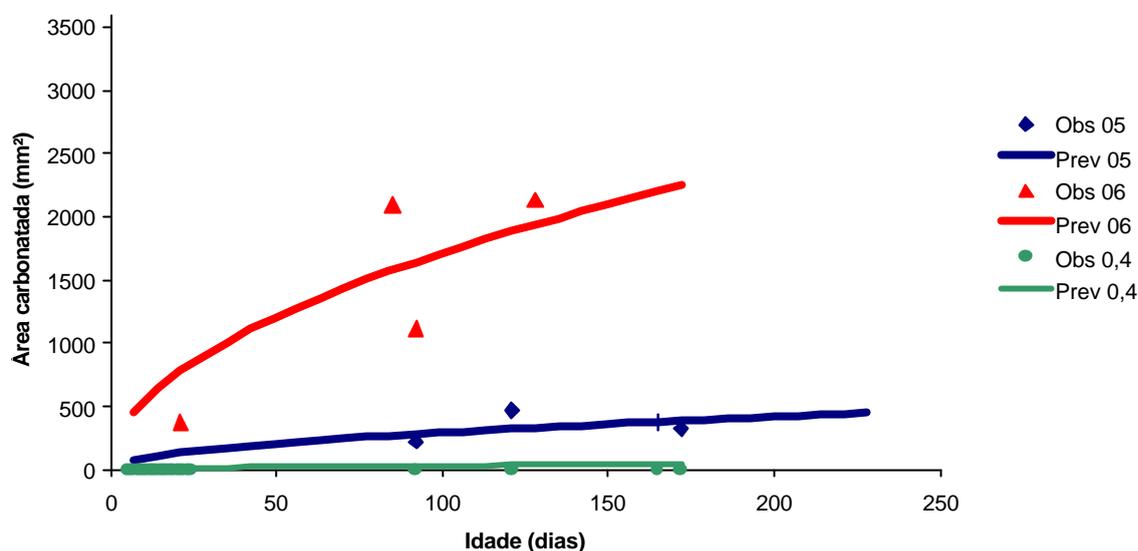
**Tabela 5.29** Valores observados no ensaio de carbonatação acelerado para concretos moldados com CP-B4

a) CP-B4	Relação água/cimento		
	0,4	0,5	0,6
7	0	-	-
14	0	-	-
21	0	-	376
28	0	-	-
35	0	-	-
42	0	-	-
49	0	-	-
56	0	-	-
63	0	-	-
70	0	-	-
77	0	-	-
84	0	-	2095
92	0	225,18	1119
99	0	-	-
106	0	-	-
113	0	-	-
121	0	467,49	-
128	0	-	2131
135	0	-	-
142	0	-	-
149	0	-	-
156	0	-	-
165	0	373,58	-
172	0	326,42	-

**Tabela 5.30** Valores previstos através da equação modelo para concretos moldados com CP-B4

b) CP-B4	Relação água/cimento		
	0,4	0,5	0,6
7	9	79	453
14	13	111	641
21	16	136	785
28	18	158	907
35	21	176	1014
42	23	193	1110
49	24	208	1199
56	26	223	1282
63	28	236	1360
70	29	249	1433
77	31	261	1503
84	32	273	1570
92	34	285	1643
99	35	296	1705
106	36	306	1764
113	37	316	1821
121	38	327	1885
128	40	337	1938
135	41	346	1991
142	42	355	2042
149	43	363	2091
156	44	372	2140
165	45	382	2201
172	46	390	2247

A figura 5.12 apresenta o gráfico com as curvas de comportamento previstas para os concretos moldados com CP-B4, e os valores observados ao longo do tempo durante o ensaio de carbonatação.



**Figura 5.12** Valores observado e previstos para área carbonatada de concretos moldados com CP-B4

A tabela 5.31 apresenta a análise de variância (ANOVA) do modelo para área carbonatada de concretos moldados com CP-V e a tabela 5.32 apresenta os parâmetros calculados para os fatores analisados.

**Tabela 5.31** Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-V

Fonte	SQ	GDL	MQ	F	Valor de p
Modelo	25114553	3	8371518	41,9	0,000
Resíduos	119979	6	199965		
Total	26314343	9			
Total corrigido	4748875	8			

Onde: SQ = soma quadrada; GDL = grau de liberdade; MQ = média quadrada.

**Tabela 5.32** Parâmetros dos fatores analisados para carbonatação do concreto com CP-V

Fator	Parâmetro	Estimativa	Erro Padrão	Teste t	significância - p
Constante	B0	4014,6	2425,6	1,654823	0,066
Ac	B1	6,4	1,05	6,104762	0,000
Id	B2	0,65	0,3	2,166667	0,029

A equação 5.11, mostra o modelo de previsão da área carbonatada para o CP-V, com um coeficiente de determinação de 74,7%.

$$A_{\text{carb CPV}} = 4014,6 \times ac^{6,4} \times id^{0,65} \quad r^2=74,7\% \quad (5.11)$$

Os valores observados e previstos pelo modelo para concretos moldados com CP-V estão apresentados, respectivamente, na tabela 5.33 e na tabela 5.34.

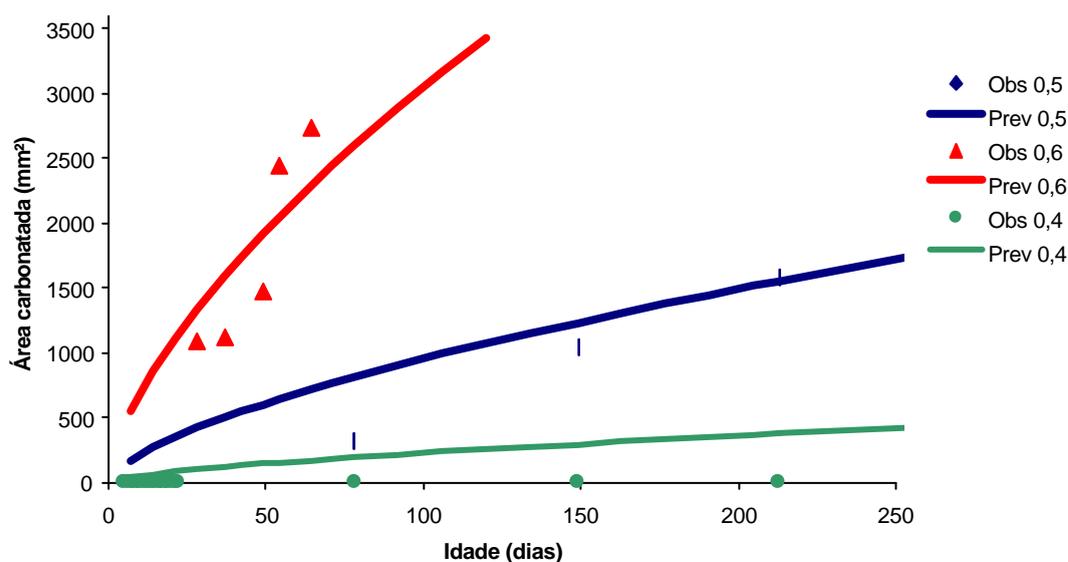
**Tabela 5.33** Valores observados no ensaio de carbonatação acelerado para concretos moldados com CP-V

a) CP-V	Relação água/cimento		
	0,4	0,5	0,6
7	0	-	-
14	0	-	-
21	0	-	-
28	0	-	1088
37	0	-	1123
42	0	-	-
49	0	-	1462
54	0	-	2434
64	0	-	2729
71	0	-	-
78	0	312	-
92	0	-	-
106	0	-	-
120	0	-	-
134	0	-	-
149	0	1044	-
163	0	-	-
177	0	-	-
191	0	-	-
205	0	-	-
213	0	1570	-
290	0	2170	-

**Tabela 5.34** Valores previstos através da equação modelo para concretos moldados com CP-V

b) CP-V	Relação água/cimento		
	0,4	0,5	0,6
7	40	168	541
14	63	264	849
21	82	344	1105
28	99	415	1332
37	119	497	1596
42	129	540	1733
49	143	597	1916
54	152	635	2041
64	170	710	2279
71	182	759	2439
78	194	807	2592
92	215	898	2886
106	236	985	3164
120	256	1068	3430
134	275	1147	3685
149	295	1229	-
163	312	1303	-
177	330	1375	-
191	346	1445	-
205	363	1512	-
213	372	1551	-
290	454	1895	-

A figura 5.13 apresenta o gráfico com as curvas de comportamento previstas para os concretos moldados com CP-V, e os valores observados, ao longo do tempo, durante o ensaio de carbonatação.

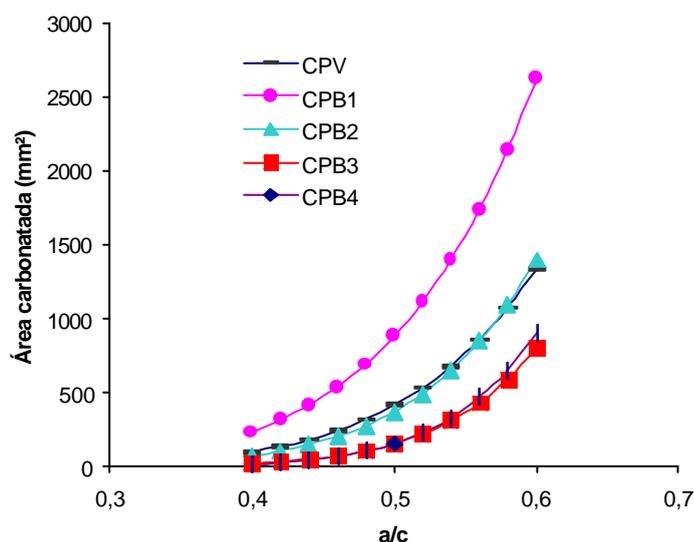


**Figura 5.13** Valores observado e previstos para área carbonatada de concretos moldados com CP-V

As curvas de carbonatação apresentadas, que representam os valores previstos de área de

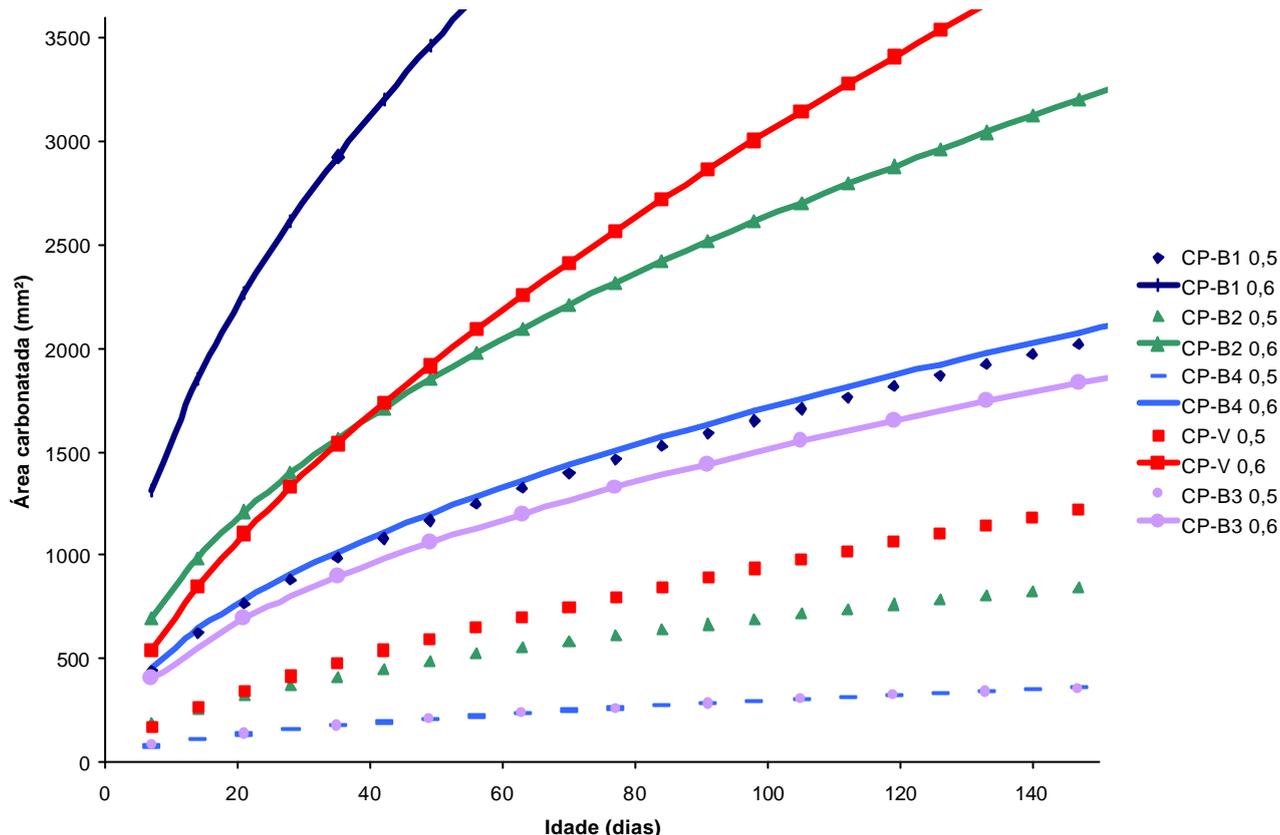
carbonatação, podem servir de referência para a previsão e comparação da carbonatação de todos tipos de cimentos, já que no mínimo 74,7% da variabilidade apresentada pelos valores observados é contemplada no ajuste das curvas dos concretos analisados. Percebe-se, visualizando todos os gráficos, a pouca dispersão existente entre os valores observados e as curvas de valores previstos.

Para todos os concretos, os valores observados na relação  $a/c=0,4$  foram nulos até a conclusão dos ensaios. Já o modelo encontrado previu valores maiores, no entanto estes valores não foram significativos quando comparados com as demais relações  $a/c$ . Este comportamento pode ser melhor visualizado na figura 5.14 e confirma que a redução da relação água/cimento reduz significativamente a entrada de gás carbônico no concreto, pois isto implica também na diminuição da porosidade e permeabilidade. Kulakowski (2002), define o conceito de “cotovelo” do concreto para carbonatação, onde para relações água/cimento entre 0,45 e 0,5, independente do tipo de aglomerante utilizado, a carbonatação é praticamente nula. A partir deste ponto, o fenômeno da carbonatação aumenta e vai depender, além da porosidade do concreto, da composição química da água dos poros, que varia em função do tipo de aglomerante utilizado. Este fato pode ser confirmado por diversas pesquisas (HOUST e WITTMANN, 2002; STEFFENS et al, 2002, entre outros).



**Figura 5.14** Curva prevista para área carbonatada variando a relação  $a/c$

A figura 5.15 apresenta as curvas dos modelos previstos, com todos os concretos analisados, nas relações  $a/c=0,5$  e  $0,6$  (já que para a  $a/c=0,4$  os valores não foram significativos), variando a idade dos mesmos.



**Figura 5.15** Curvas do modelo de área carbonatada para todos os concretos com relações  $a/c=0,5$  e  $0,6$

Analisando o gráfico da figura 5.15, percebe-se que o pior desempenho frente ao fenômeno de carbonatação, quando analisadas as áreas carbonatadas, se dá para os concretos moldados com CP-B1, CP-B2 e CP-V na relação  $a/c=0,6$ . Os concretos moldados com CP-B4 na relação  $a/c=0,6$  tiveram desempenho similar aos moldados com CP-B1 na relação  $a/c=0,5$ . Já o melhor desempenho para relação  $a/c=0,6$  foi para os concretos moldados com CP-B3, que obteve desempenho superior aos moldados com CP-B1 ( $a/c=0,5$ ), o que comprova que para este fenômeno, além da relação  $a/c$ , o tipo de cimento tem influência.

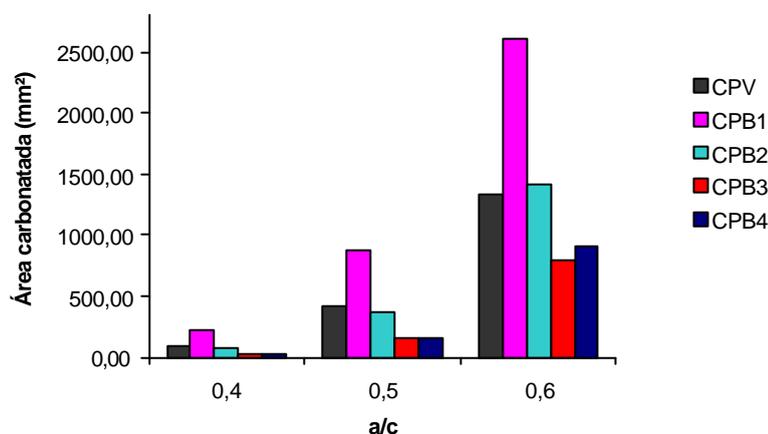
Já na relação  $a/c=0,5$ , os concretos moldados com CP-B3 e CP-B4 obtiveram desempenho similar e superior aos demais concretos. Na seqüência, os concretos moldados com CP-B2 e CP-V obtiveram desempenho intermediário.

A tabela 5.35 apresenta os valores previstos para área carbonatada para todos os cimentos, nas três relações  $a/c$  analisadas, em relação ao concreto de referência (CP-V).

**Tabela 5.35** Comparação dos valores previstos de área carbonatada dos concretos brancos em relação ao concreto de referência, após 28 dias de ensaio acelerado

	a/c	$A_{carb}$ (mm <sup>2</sup> )	%
CPV	0,4	99,42	100,00
	0,5	415,00	100,00
	0,6	1332,00	100,00
CPB1	0,4	232,74	234,09
	0,5	882,00	212,53
	0,6	2619,00	196,62
CPB2	0,4	72,41	72,83
	0,5	369,00	88,92
	0,6	1422,00	106,76
CPB3	0,4	20,81	20,93
	0,5	155,00	37,35
	0,6	800,00	60,06
CPB4	0,4	18,49	18,60
	0,5	158,00	38,07
	0,6	907,00	68,09

Os resultados comparativos para área carbonatada, com os valores previstos, para as três relações a/c podem ser visualizados na figura 5.16.

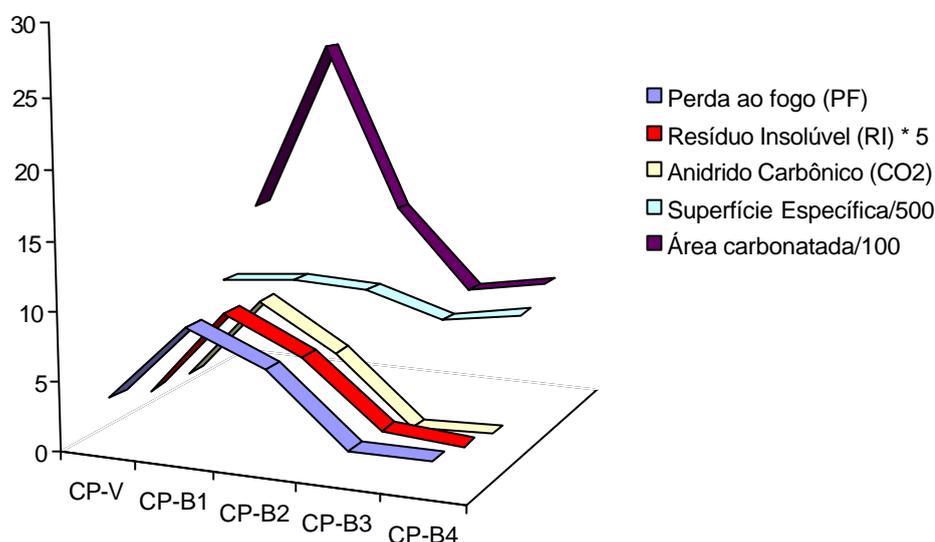


**Figura 5.16** Área carbonatada dos cinco concretos moldados, após 28 dias de ensaio acelerado

Analisando estes resultados, percebe-se que todos os concretos moldados com CPB1 apresentaram desempenho inferior quando comparado com os demais concretos. Comparando os concretos moldados com os outros tipos de cimento Portland branco com os concretos de referência, todos apresentaram desempenho superior, exceto para a relação a/c 0,6 com o concreto moldado com CPB2.

Analisando quimicamente os cimentos (tabela 4.6), notou-se uma tendência da carbonatação semelhante em relação às proporções de resíduo insolúvel e anidrido carbônico (CO<sub>2</sub>), que pode contribuir no entendimento do fenômeno. A determinação do resíduo insolúvel (RI), permite detectar o grau de combinações entre os diferentes componentes das matérias-primas,

que podem ser adições de substâncias inertes, tais como calcário e argila, sendo que estas, em quantidades desapropriadas, influem de forma negativa nas propriedades do cimento. Por exemplo, observando apenas os cimentos brancos, o CPB3 (melhor desempenho) possui valor para resíduo insolúvel e anidrido carbônico inferior aos demais cimentos ( $RI=0,35$  e  $CO_2=0,33$ ). Já o CPB1 (pior desempenho) possui valores mais elevados ( $RI=1,8$  e  $CO_2=8,61$ ). Os valores dos demais crescem na mesma seqüência de resultados para os concretos analisados frente ao fenômeno de carbonatação, como pode-se visualizar na figura 5.17. Com isso pode-se inferir que, na carbonatação de concretos moldados com cimento Portland branco estrutural, os componentes químicos do cimento possuem grande influência.



**Figura 5.17** Resultados obtidos na caracterização de cada tipo de cimento comparados à área carbonatada

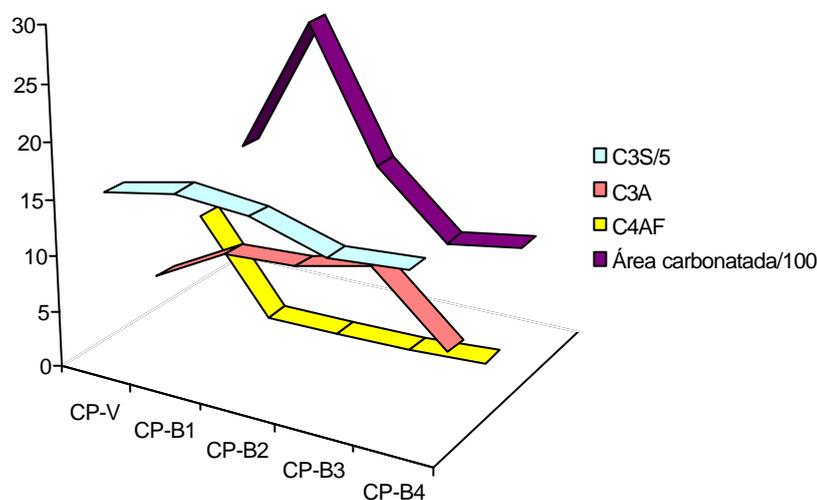
Da mesma forma, os valores encontrados para superfície específica (blaine) seguem a mesma tendência que os resultados encontrados no ensaio de carbonatação. O CPB1 teve maior superfície específica ( $4500 \text{ cm}^2/\text{g}$ ), e na seqüência o CPB2, CPB4 e o cimento que obteve menor superfície específica foi o CPB3 ( $3490 \text{ cm}^2/\text{g}$ ).

Venquierutto et al (2002), ao analisar a profundidade de carbonatação de traços com diferentes percentuais de adições minerais, encontraram profundidades mais significativas em concretos com adições de maior finura. No entanto, explicam o fenômeno em função da maior reatividade da adição mais fina, esta se combinando mais rapidamente com o  $Ca(OH)_2$  da mistura. Para tanto, os autores afirmam que a finura, a natureza e a dosagem de cimento ou adições minerais, a relação  $a/c$  ou  $a/ag$ , a porosidade, a permeabilidade, a duração e as condições de cura e a resistência à compressão axial são algumas das principais variáveis que

influenciam na carbonatação.

Outra tendência observada foi com relação à perda ao fogo (PF). A determinação da PF do cimento visa verificar a boa cozedura e o grau de envelhecimento natural do cimento (fixação por parte dos componentes anidros mais instáveis, do vapor de água existente no ar, provocando reações incipientes de hidratação, provocando a redução da sua resistência mecânica). A carbonatação dos concretos com cimentos brancos seguiram a mesma tendência que seguiu a PF, ou seja, quanto maior a PF, maior a carbonatação. Os valores para cada cimento são de: CPB1-PF=9,37; CPB2-PF=7,01; CPB4-PF=2,16; CPB3-PF=2,09. No entanto, todos os valores se encontram dentro do limite máximo que a NBR 12989 delimita.

Quando a carbonatação é comparada às porcentagens de compostos químicos do cimento, o único composto que parece ter alguma correlação direta, em função de suas quantidades e proporções entre cimentos, é o  $C_3S$ , conforme pode ser visualizado no gráfico da figura 5.18. No entanto, a comparação não parece ser significativo, já que estes compostos químicos podem reagir conjuntamente ou não.



**Figura 5.18** Compostos químicos de cada tipo de cimento comparados à área carbonatada

Nos raros trabalhos que abordam carbonatação de concretos com cimento Portland branco (KATZ, 2002; CARVALHO e CALAVEIRA, 2002), foi constatado que os concretos brancos tiveram desempenho superior aos cinzas, mas, em virtude da falta de análise química dos cimentos utilizados nestas pesquisas, não é possível fazer uma análise comparativa mais aprofundada.

### 5.2.2 Avaliação da profundidade de carbonatação

Conjuntamente à análise de áreas carbonatada, analisou-se a profundidade de carbonatação. Este tipo de leitura é método utilizado na medição de entrada de CO<sub>2</sub> no concreto, pela maioria dos pesquisadores que trabalham com carbonatação.

Por ser concreto, as frentes de carbonatação em cada face não foram regulares. Sendo assim, durante a análise, escolheu-se a profundidade média das faces 2 e 4 (Pmf<sub>24</sub>), como parâmetro de comparação, já que estes valores eram os que melhor indicavam um crescimento com a idade da frente de carbonatação. As faces 1 e 3 (face de moldagem e fundo da forma, respectivamente) não obtiveram valores homogêneos, provavelmente por problemas de exsudação, justificando, assim, a sua não utilização na análise dos dados.

O tratamento estatístico dos dados obtidos para carbonatação em concretos foi realizado através de regressão múltipla não linear com auxílio do software SPSS 8.0. Procedeu-se definindo, através dos pontos obtidos, uma tendência de curva; a seguir foram analisados os fatores de determinação para cada modelo. O modelo proposto está apresentado na Equação 5.12.

$$Pmf_{24} = B0 \times ac^{B1} \times id^{B2} \quad (5.12)$$

Onde:

Pmf<sub>24</sub> = Profundidade média de carbonatação da face 2 e 4;

ac = relação água/cimento;

id = idade do concreto.

A tabela 5.36 apresenta a análise de variância (ANOVA) do modelo para concretos moldados com CP-B1 e a tabela 5.37 apresenta os parâmetros calculados para os fatores analisados.

**Tabela 5.36** Análise de variância da regressão múltipla - concreto com CP-B1

Fonte	SQ	GDL	MQ	F	Valor de p
Modelo	1196,4	3	398,79	72,55	
Resíduos	49,6	9	5,5		
Total	1246	12			
Total corrigido	198,99	11			

Onde: SQ = soma quadrada; GDL = grau de liberdade; MQ = média quadrada.

**Tabela 5.37** Parâmetros dos fatores analisados para carbonatação do concreto com CP-B1

Fator	Parâmetro	Estimativa	Erro Padrão	Teste t	Significância - p
Constante	B0	53	23,8	2,22	0,023
Ac	B1	6,5	0,75	8,66	0,000
Id	B2	0,6	0,14	6,35	0,000

A equação 5.13, mostra o modelo de previsão da profundidade de carbonatação para o CP-B1, com um coeficiente de determinação de 75%.

$$Pmf_{24CPB1} = 53 \times ac^{6,5} \times id^{0,6} \quad r^2=75,0\% \quad (5.13)$$

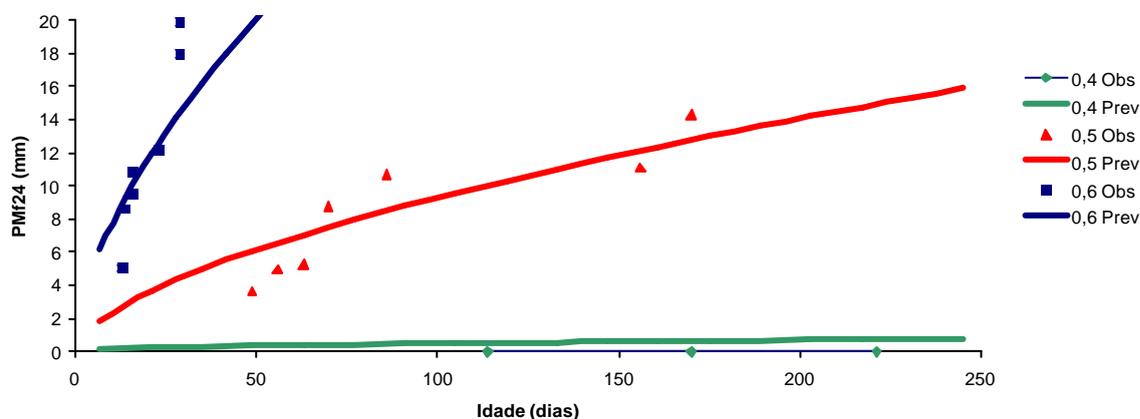
Os valores observados e previstos pelo modelo para profundidade de carbonatação de concretos moldados com CP-B1 estão apresentados na tabela 5.38.

**Tabela 5.38** Profundidades médias carbonatada por faces, para o CP-B1

	0,4			0,5							0,6						
	id	Pm	Pmf prevista	Id	Pmf1	Pmf2	Pmf3	Pmf4	Pmf24	Pmf prevista	Id	Pmf1	Pmf2	Pmf3	Pmf4	Pmf24	Pmf prevista
CP-B1	100	0,0	2,2	49	3,1	4,3	0,0	3,0	3,6	6,1	13	2,0	6,2	5,5	3,9	5,1	8,9
	156	0,0	2,8	56	1,5	1,0	3,4	8,9	5,0	6,6	14	2,8	9,3	6,3	8,0	8,6	9,3
	221	0,0	3,5	63	0,0	5,2	5,1	5,4	5,3	7,0	16	11,0	8,8	5,9	10,3	9,6	10,1
				70	2,5	10,4	18,4	7,2	8,8	7,5	16	4,7	9,9	10,1	11,8	10,9	10,1
				86	2,4	6,9	4,2	14,4	10,7	8,5	23	11,5	9,6	11,4	14,6	12,1	12,6
				156	26,2	13,0	28,0	9,2	11,1	12,1	29	18,6	14,5	15,8	21,4	18,0	14,4
				170	7,0	15,6	16,8	13,0	14,3	12,8	29	14,7	20,4	19,7	19,4	19,9	14,4
				176	31,5	21,0	17,8	26,4	23,7	13,0	36	35,9	25,7	26,8	33,4	29,6	16,5

Sendo que Pmf = profundidade média da face respectiva, e o número após esta sigla indica a face (melhor explicitada no item 3.3.2). A coluna indicada como Pmf prev = profundidade média da face 2 e 4 prevista pelo modelo analisado no software SPSS 8.0.

A figura 5.19 apresenta o gráfico com as curvas de comportamento previstas para os concretos moldados com CP-B1, e os valores observados, ao longo do tempo, durante o ensaio de carbonatação.

**Figura 5.19** Valores observado e previstos para profundidade de carbonatação de concretos moldados com CP-B1

A tabela 5.39 apresenta a análise de variância (ANOVA) do modelo para concretos moldados com CP-B2 e a tabela 5.40 apresenta os parâmetros calculados para os fatores analisados.

**Tabela 5.39** análise de variância da regressão múltipla - concreto com CP-B2

Fonte	SQ	GDL	MQ	F	Valor de p
Modelo	907,47	3	302,5	47,79	0,000
Resíduos	75,96	12	6,33		
Total	983,4	15			
Total corrigido	380,75	14			

Onde: SQ = soma quadrada; GDL = grau de liberdade; MQ = média quadrada.

**Tabela 5.40** Parâmetros dos fatores analisados para carbonatação do concreto com CP-B2

Fator	Parâmetro	Estimativa	Erro Padrão	Teste t	Significância - p
Constante	B0	245	201,7	1,21	0,120
Ac	B1	9,3	1,54	12,45	0,000
Id	B2	0,5	0,09	11,7	0,000

A equação 5.14, mostra o modelo de previsão da profundidade de carbonatação para o CP-B2, com um coeficiente de determinação de 80%.

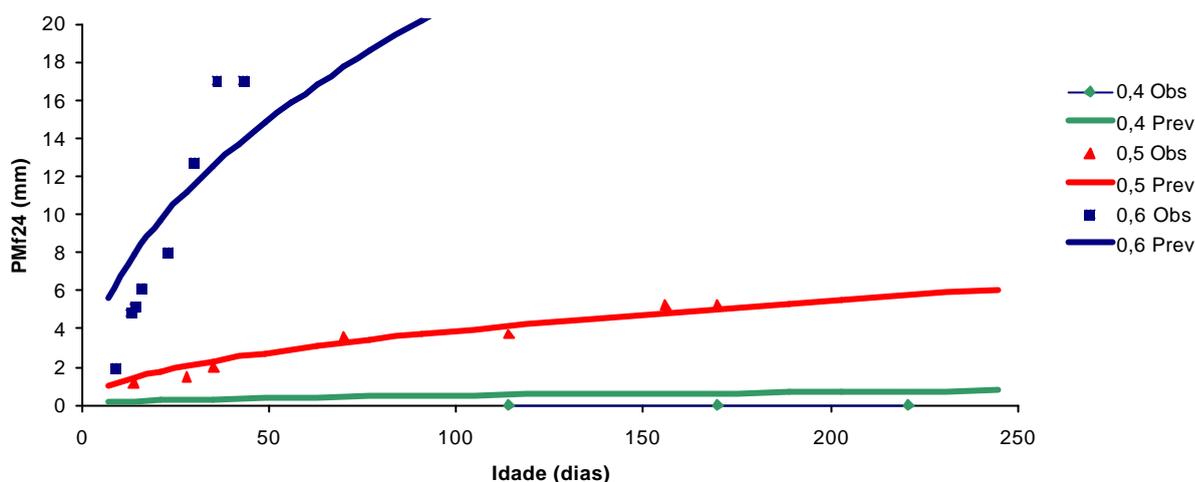
$$Pmf_{24\text{CPB2}} = 245 \times ac^{9,3} \times id^{0,5} \quad r^2=80\% \quad (5.14)$$

Os valores observados e previstos pelo modelo para profundidade de carbonatação de concretos moldados com CP-B2 estão apresentados na tabela 5.41.

**Tabela 5.41** Profundidades médias carbonatada por faces, para o CP-B2

	0,4			0,5							0,6						
	Id (dias)	Pm	Pmf prev	Id (dias)	Pmf1	Pmf2	Pmf3	Pmf4	Pmf24	Pmf prev	Id (dias)	Pmf1	Pmf2	Pmf3	Pmf4	Pmf24	Pmf prev
CP-B2	114	0,0	0,52	14	2,0	0,6	0,0	1,8	1,2	1,5	9	1,6	3,6	3,5	2,9	1,9	6,4
	170	0,0	0,64	28	2,0	1,5	0,0	1,5	1,5	2,1	13	4,5	9,5	1,0	2,8	4,8	7,6
	221	0,0	0,73	35	1,6	2,7	4,6	1,2	2,0	2,3	14	1,1	7,6	0,0	2,7	5,2	7,9
				70	0,6	0,0	3,3	7,2	3,6	3,3	16	2,8	5,0	0,0	2,2	6,1	8,5
				114	1,1	5,2	8,4	2,2	3,7	4,2	23	3,0	7,1	2,9	3,4	8,0	10,2
				156	2,1	7,5	4,0	2,9	5,2	4,8	30	5,3	13,3	9,6	12,1	12,7	11,6
				170	1,4	7,1	0,9	3,4	5,2	5,1	36	15,2	18,5	16,7	15,5	17,0	12,7
											43	12,5	15,4	22,6	18,7	17,1	13,9

A figura 5.20 apresenta o gráfico com as curvas de comportamento previstas para os concretos moldados com CP-B2, e os valores observados, ao longo do tempo, durante o ensaio de carbonatação.



**Figura 5.20** Valores observado e previstos para profundidade de carbonatação de concretos moldados com CP-B2

Devido ao pequeno número de resultados obtidos com o CP-B3, a equação do modelo da curva para profundidade de carbonatação foi definida a partir do conhecimento e de tendências encontradas para os demais cimentos. Os valores para B0, B1 e B2 foram sendo testados no programa e avaliados os valores encontrados para o coeficiente de determinação. A tabela 5.42 apresenta a análise de variância (ANOVA) do modelo para concretos moldados com CP-B3 e a tabela 5.43 apresenta os parâmetros calculados para os fatores analisados.

**Tabela 5.42** Análise de variância da regressão múltipla - concreto com CP-B3

Fonte	SQ	GDL	MQ	F	Valor de p
Modelo	381,9	3	127,3	29,33	
Resíduos	39,1	9	4,3		
Total	420,9	12			
Total corrigido	154,17	11			

Onde: SQ = soma quadrada; GDL = grau de liberdade; MQ = média quadrada.

**Tabela 5.43** Parâmetros dos fatores analisados para carbonatação do concreto com CP-B3

Fator	Parâmetro	Estimativa	Erro Padrão	Teste t	significância - p
Constante	B0	332	1903,1	0,17	0,432
Ac	B1	12,8	11,2	1,14	0,139
Id	B2	0,58	0,25	4,28	0,000

A equação 5.15, mostra o modelo de previsão da profundidade de carbonatação para o CP-B3, com um coeficiente de determinação de 75%.

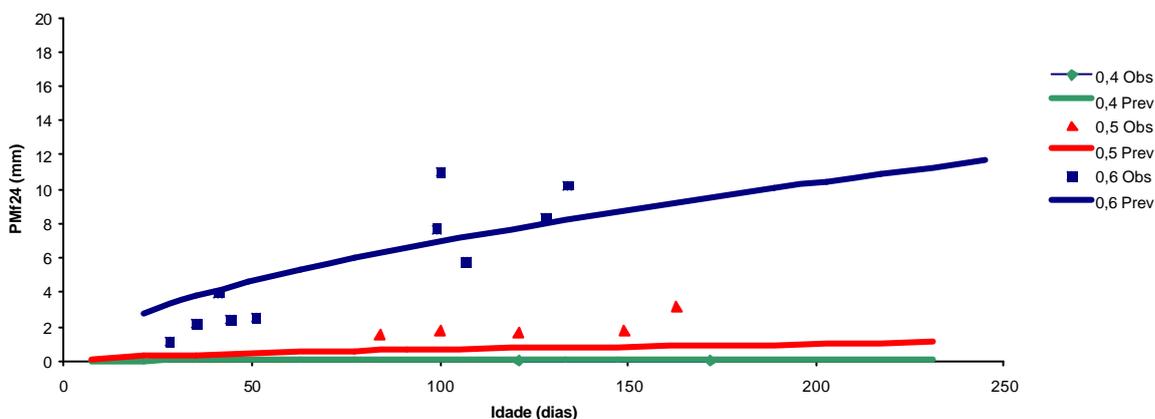
$$Pmf_{24_{CPB3}} = 332 \times ac^{12,8} \times id^{0,5} \quad r^2=75\% \quad (5.15)$$

Os valores observados e previstos pelo modelo para profundidade de carbonatação de concretos moldados com CP-B3 estão apresentados na tabela 5.44.

**Tabela 5.44** Profundidades médias carbonatada por faces, para o CP-B3

	0,4			0,5							0,6							
	Id (dias)	Pm	Pmf prev	Id (dias)	Pmf1	Pmf2	Pmf3	Pmf4	Pmf24	Pmf prev	Id (dias)	Pmf1	Pmf2	Pmf3	Pmf4	Pmf24	Pmf prev	
CP-B3	121	0,0	0,33	92	1,1	0,0	1,0	1,7	0,9	1,7	28	0,0	0,0	5,3	2,2	1,1	4,2	
	172	0,0	0,40	121	1,1	-	2,7	-	0,5	2,0	35	4,9	4,4	0,0	0,0	2,2	4,7	
												41	3,3	6,5	0,0	1,5	4,0	5,1
												44	1,8	0,0	3,6	4,8	2,4	5,3
												51	0,0	4,2	3,3	0,8	2,5	5,7
												99	18,5	8,7	2,4	6,7	7,7	7,8
												100	3,2	6,1	12,6	15,9	11,0	7,9
												107	1,9	5,8	4,9	5,6	5,7	8,2
												128	4,0	1,8	14,2	13,2	8,3	8,9
												134	4,2	2,8	15,8	17,7	10,2	9,2

A figura 5.21 apresenta o gráfico com as curvas de comportamento previstas para os concretos moldados com CP-B3, e os valores observados, ao longo do tempo, durante o ensaio de carbonatação.

**Figura 5.21** Valores observado e previstos para profundidade de carbonatação de concretos moldados com CP-B3

A tabela 5.45 apresenta a análise de variância (ANOVA) do modelo para concretos moldados com CP-B4 e a tabela 5.46 apresenta os parâmetros calculados para os fatores analisados:

**Tabela 5.45** Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-B4

Fonte	SQ	GDL	MQ	F	Valor de p
Modelo	615,7	3	205,2	33,6	
Resíduos	79,3	13	6,097		
Total	694,9	16			
Total corrigido	350,9	15			

Onde: SQ = soma quadrada; GDL = grau de liberdade; MQ = média quadrada.

**Tabela 5.46** Parâmetros dos fatores analisados para carbonatação do concreto com CP-B4

Fator	Parâmetro	Estimativa	Erro Padrão	Teste t	significância – p
Constante	B0	217,3	445,14	0,48	0,316
Ac	B1	10,33	3,98	2,59	0,009
Id	B2	0,5	0,095	11,26	0,000

A equação 5.16, mostra o modelo de previsão da profundidade de carbonatação para o CP-B4,

com um coeficiente de determinação de 77,4%.

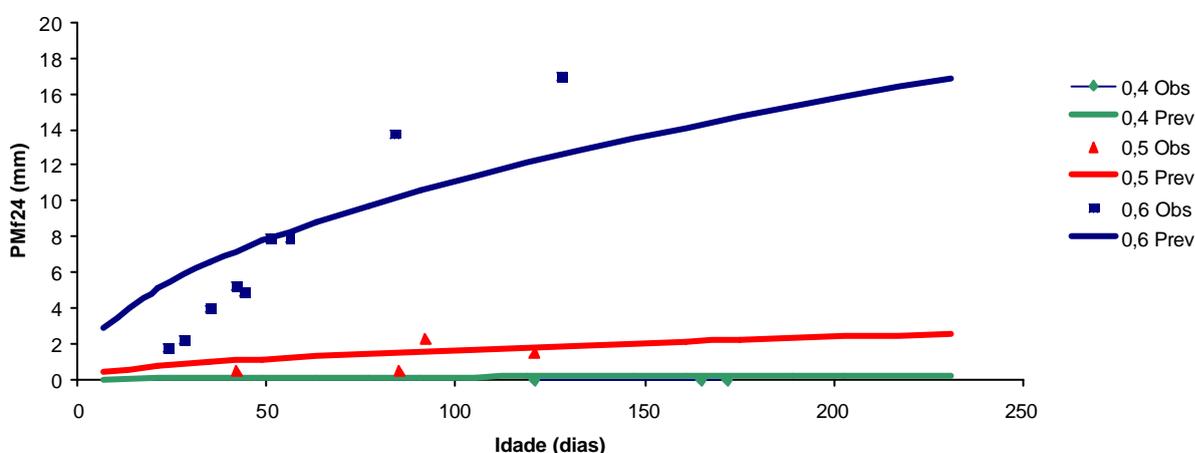
$$Pmf_{24\text{CPB4}} = 217,3 \times ac^{10,33} \times id^{0,5} \quad r^2=77,4\% \quad (5.16)$$

Os valores observados e previstos pelo modelo para profundidade de carbonatação de concretos moldados com CP-B4 estão apresentados na tabela 5.47.

**Tabela 5.47** Profundidades médias carbonatada por faces, para o CP-B4

	0,4			0,5							0,6						
	Id (dias)	Pm	Pmf prev	Id (dias)	Pmf1	Pmf2	Pmf3	Pmf4	Pmf24	Pmf prev	Id (dias)	Pmf1	Pmf2	Pmf3	Pmf4	Pmf24	Pmf prev
CP-B4	121	0,0	0,19	42	0,4	-	0,0		0,6	1,1	24	0,9	2,7	5,4	0,9	1,8	5,4
	165	0,0	0,22	85	1,0	-	0,0		0,5	1,6	28	0,0	4,5	0,0	0,0	2,2	5,9
	172	0,0	0,22	92	1,7	2,7	0,9	1,9	2,3	1,6	35	0,0	3,6	0,0	4,3	4,0	6,6
				121	1,3	-	0,0		1,5	1,9	42	5,6	8,1	5,9	2,4	5,2	7,2
											44	0,5	9,9	6,0	0,0	4,9	7,4
											51	5,3	11,5	0,0	4,4	7,9	7,9
											56	6,2	12,7	7,5	3,1	7,9	8,3
											84	9,8	22,9	13,6	8,9	13,8	10,2
											128	3,4	26,3	27,5	7,6	17,0	12,6

A figura 5.22 apresenta o gráfico com a curva de comportamento prevista para os concretos moldados com CP-B4, e os valores observados durante o ensaio de carbonatação para as idades observadas.



**Figura 5.22** Valores observado e previstos para profundidade de carbonatação de concretos moldados com CP-B4

A tabela 5.48 apresenta a análise de variância (ANOVA) do modelo para concretos moldados com CP-V encontrado e a tabela 5.49 apresenta os parâmetros calculados para os fatores analisados:

**Tabela 5.48** Análise de variância da regressão múltipla do concreto com CP-V

Fonte	SQ	GDL	MQ	F	Valor de p
Modelo	1850,95	3	616,98	44,07	0,000
Resíduos	115,73	8	14,47		
Total	1966,68	11			
Total corrigido	824,08	10			

Onde: SQ = soma quadrada; GDL = grau de liberdade; MQ = média quadrada.

**Tabela 5.49** Parâmetros dos fatores analisados para carbonatação do concreto com CP-V

Fator	Parâmetro	Estimativa	Erro Padrão	Teste t	Significância – p
Constante	B0	2579,5	6089,33	0,16	0,438
Ac	B1	13,8	4,6	2,99	0,006
Id	B2	0,5	0,29	2	0,035

A equação 5.17, mostra o modelo de previsão da profundidade de carbonatação para o CP-V, com um coeficiente de determinação de 86%.

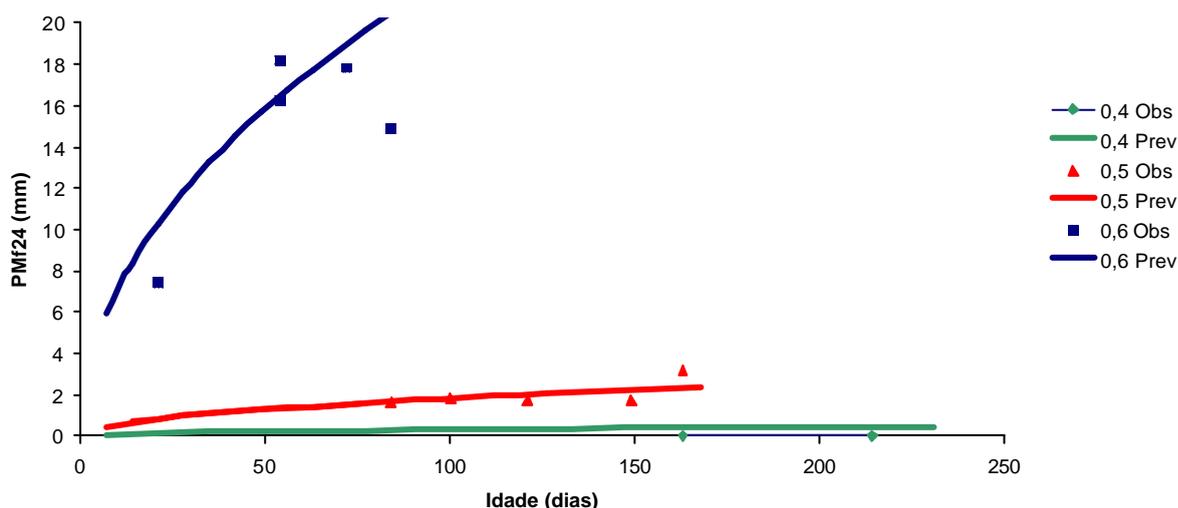
$$Pmf_{24\text{CPV}} = 2579,5 \times ac^{13,8} \times id^{0,5} \quad r^2=86\% \quad (5.17)$$

Os valores observados e previstos pelo modelo para profundidade de carbonatação de concretos moldados com CP-V estão apresentados na tabela 5.50.

**Tabela 5.50** Profundidades médias carbonatada por faces, para o CP-V

	0,4			0,5							0,6						
	Id (dias)	Pm	Pmf prev	Id (dias)	Pmf1	Pmf2	Pmf3	Pmf4	Pmf24	Pmf prev	Id (dias)	Pmf1	Pmf2	Pmf3	Pmf4	Pmf2 4	Pmf prev
CP-V	163	0	0,11	84	1,3	3,1	0,0	0,0	1,6	1,7	21	14,3	7,7	4,4	7,8	7,4	13,6
	214	0	0,12	100	1,7	-	0,0	-	1,8	1,8	54	16,0	14,9	16,3	17,7	16,3	16,5
				121	1,7	0,1	0,0	0,0	1,7	2,0	54	30,0	15,0	7,8	21,4	18,2	16,5
				149	0,7	2,2	3,5	1,3	1,8	2,2	72	19,4	33,0	12,8	21,9	27,4	19,0
				163	2,4	4,9	0,0	1,5	3,2	2,3	72	29,4	16,3	10,0	19,4	17,9	19,0
												84	8,3	8,1	3,0	21,8	14,9

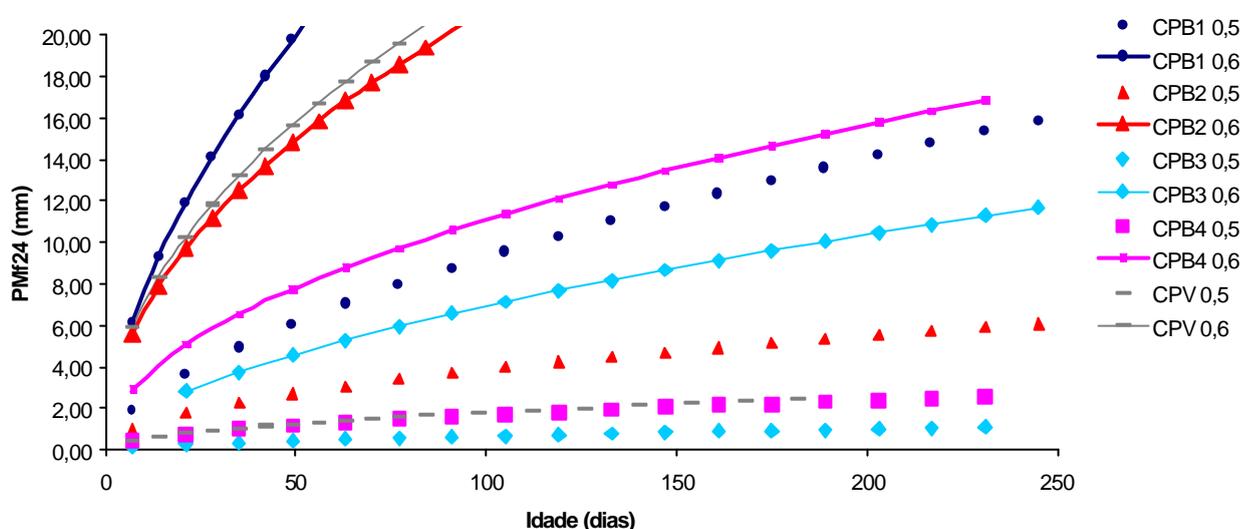
A figura 5.23 apresenta o gráfico com as curvas de comportamento previstas para os concretos moldados com CP-V, e os valores observados, ao longo do tempo, durante o ensaio de carbonatação.

**Figura 5.23** Valores observado e previstos para profundidade de carbonatação de concretos moldados com CP-V

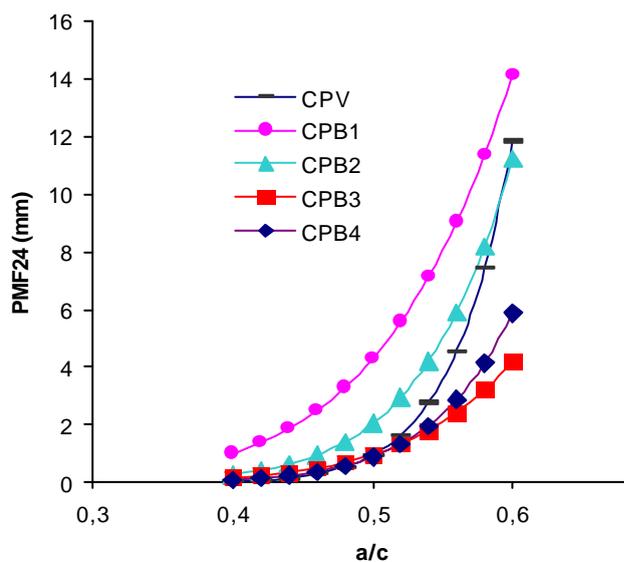
As curvas de carbonatação apresentadas, que representam os valores previstos de profundidade de carbonatação, podem servir de referência para a previsão e comparação da carbonatação de todos tipos de cimentos, já que no mínimo 75% da variabilidade apresentada

pelos valores observados é contemplada no ajuste das curvas dos concretos analisados. Percebe-se, visualizando todos os gráficos, a pouca dispersão existente entre os valores observados e as curvas de valores previstos.

A figura 5.24 apresenta as curvas dos modelos previstos, com todos os concretos analisados nas relações  $a/c=0,5$  e  $0,6$  (já que para a  $a/c$   $0,4$  os valores não foram significativos), variando a idade dos mesmos. A figura 5.25 mostra o comportamento da profundidade de carbonatação em função da relação  $a/c$ .



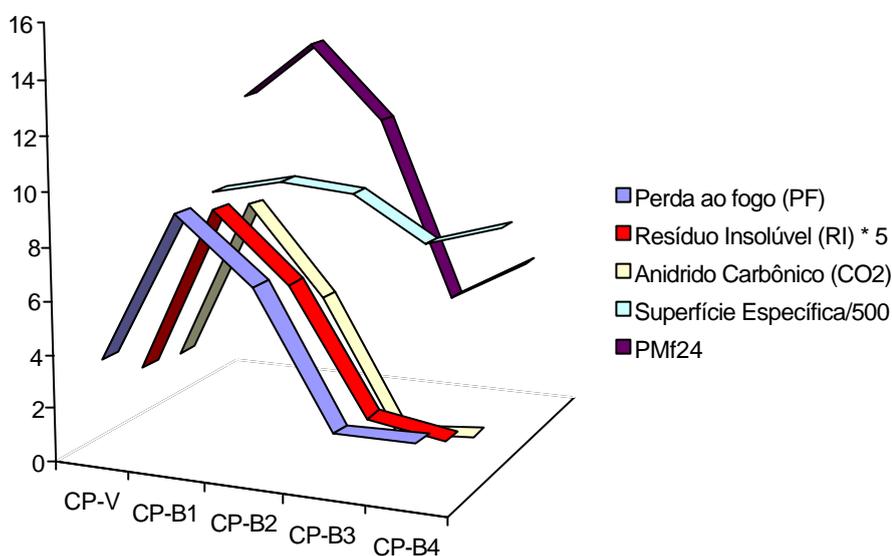
**Figura 5.24** Curvas do modelo de profundidade de carbonatação para todos os concretos com relações  $a/c=0,5$  e  $0,6$



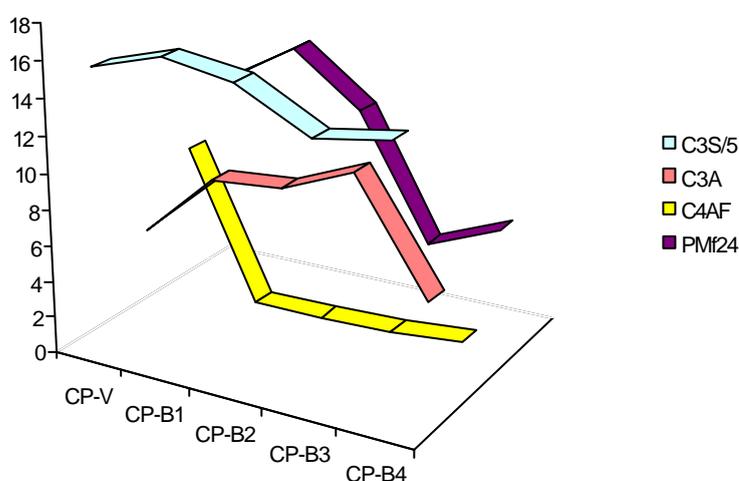
**Figura 5.25** Curva prevista para profundidade de carbonatação variando a relação  $a/c$

Os resultados obtidos para profundidade de carbonatação seguiram a mesma tendência dos obtidos para área carbonatada (figura 5.15). Ao analisar conjuntamente todos os concretos

confirma-se que concretos moldados com CP-B3, mesmo com relação  $a/c$  maior (0,6), obtiveram melhor desempenho frente à carbonatação do que concretos moldados com CP-B1 com relação  $a/c=0,5$ . Além disso, os valores previstos para este concreto na relação  $a/c$  0,5 praticamente se igualaram aos valores encontrados para todos os cimentos na relação  $a/c=0,4$ . Isto comprova, novamente, que para o fenômeno de carbonatação, além da relação  $a/c$ , também o tipo de cimento é significativo. Neste caso, o comportamento superior do CP-B3 pode ser explicado pelas diferenças físicas e químicas que ele possui. Os gráficos das figuras 5.17 e 5.18 mostram que as tendências apresentadas para área carbonatada, nas figuras 5.26 e 5.27 se repetem para profundidade de carbonatação, como era de se esperar.



**Figura 5.26** Resultados obtidos na caracterização de cada tipo de cimento comparados à profundidade de carbonatação



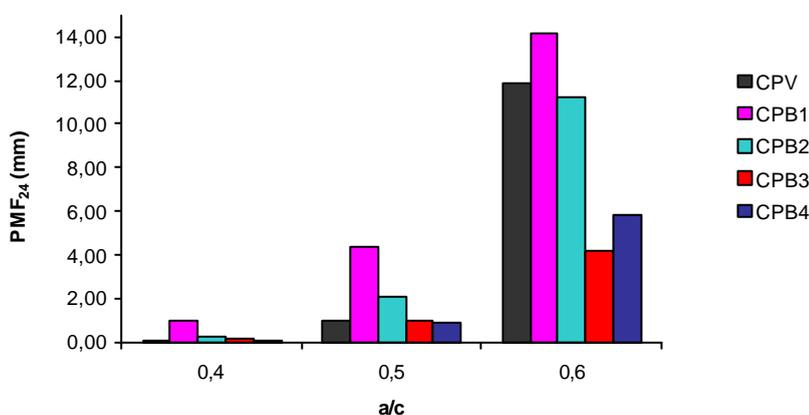
**Figura 5.27** Compostos químicos de cada tipo de cimento comparados à profundidade de carbonatação

A tabela 5.51 apresenta os valores previstos para profundidade de carbonatação para todos os cimentos, nas três relações a/c analisadas, em relação ao concreto de referência (CP-V), na idade de 28 dias.

**Tabela 5.51** Comparação dos valores previstos de profundidade de carbonatação dos concretos brancos em relação ao concreto de referência, após 28 dias de ensaio acelerado

	a/c	PMF <sub>24</sub> (mm)	%
CPV	0,4	0,04	100,00
	0,5	0,96	100,00
	0,6	11,85	100,00
CPB1	0,4	1,01	2303,66
	0,5	4,32	450,00
	0,6	14,14	119,32
CPB2	0,4	0,26	586,63
	0,5	2,06	214,58
	0,6	11,21	94,60
CPB3	0,4	0,16	365,76
	0,5	0,97	101,04
	0,6	4,19	35,36
CPB4	0,4	0,09	202,48
	0,5	0,89	92,71
	0,6	5,87	49,54

O gráfico dos resultados previstos comparativos para profundidade de carbonatação, para as três relações a/c podem ser visualizados na figura 5.28.



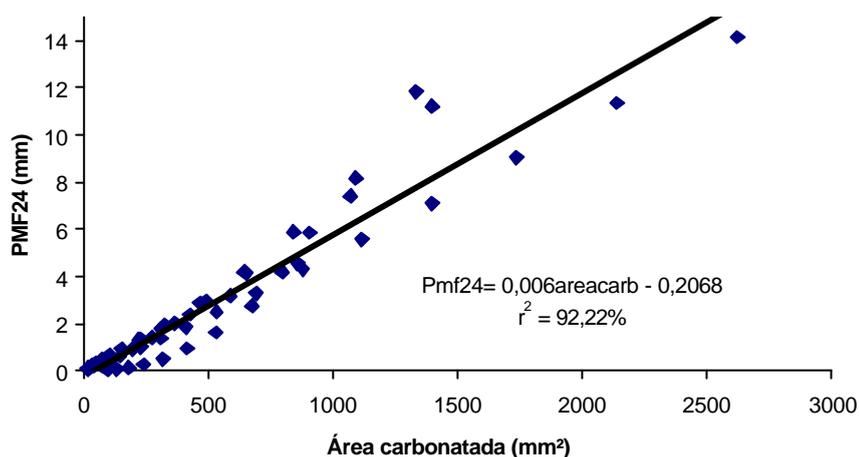
**Figura 5.28** Profundidade média da face 2 e 4 dos cinco concretos moldados, após 28 dias de ensaio acelerado

Comparando os resultados de área carbonatada e profundidade de carbonatação (tabela 5.35 e 5.50), observa-se que os percentuais de variação da profundidade de carbonatação de concretos brancos em relação ao concreto referência foram bastante superiores aos percentuais de aumento de área carbonatada. No entanto, a tendência dos resultados se mantiveram (figura 5.16 e 5.27), ocorrendo pequena alteração em virtude da forma de medida da carbonatação. No caso de profundidade, a leitura com paquímetro em diversos pontos pode

gerar distorções em função da presença dos agregados graúdos, alterando um pouco os resultados. Para verificar a validade da correlação entre os dados de área e profundidade de carbonatação, é feito, a seguir, um ajuste de curvas correlacionando as duas medidas e testado, através do coeficiente de determinação, sua confiabilidade.

### 5.2.3 Correlação entre a profundidade de carbonatação e a área carbonatada

Foram feitas correlações entre os valores previstos pelos modelos encontrados, para área carbonatada e profundidade de carbonatação com o intuito de analisar as possíveis distorções entre os dois métodos. O gráfico da figura 5.29 apresenta a linha de tendência da reta e a equação que calcula a correlação.



**Figura 5.29** Relação entre a profundidade de carbonatação da face 2 e 4 e a área carbonatada para todos os cimentos, aos 28 dias de ensaio acelerado

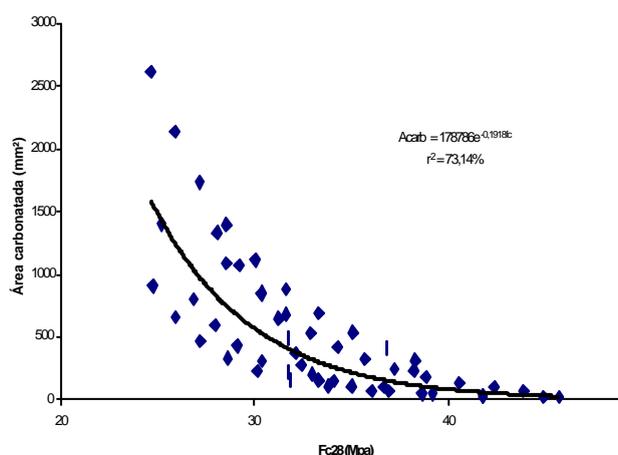
A correlação entre os dois métodos de medida retornou um valor de  $r^2$  de 92,22%. Pode-se dizer que foi obtida uma boa relação entre as leituras, mesmo considerando que no caso de profundidade de carbonatação, os pontos foram medidos com paquímetro, após aspensão de fenolftaleína, e no caso de áreas carbonatadas, as medidas foram realizadas com maior precisão, através da análise de imagem das fotos retiradas.

A análise de profundidade de carbonatação com a utilização de um analisador de imagens já foi sugerido por Kulakowski (2002), onde em sua pesquisa encontrou um  $r^2$  de 93,59% na correlação entre os valores lidos por análise de imagens e dos valores com o paquímetro. No entanto, para esta pesquisa, o analisador de imagens foi utilizado para medir área carbonatada, não profundidade.

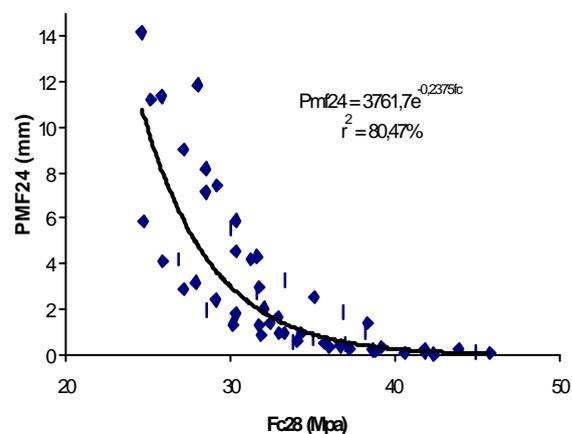
Em função do elevado coeficiente de determinação, pode-se dizer que a opção por uma determinada forma de medida dependerá dos benefícios que ela pode trazer. Por um lado, a medida da carbonatação com paquímetro, desde que realizada em vários pontos para diminuir a influência dos agregados graúdos, é um método simples e de rápida execução. Por outro lado, apesar da análise de imagem demandar maior mão-de-obra, necessidade de fotos e maior tempo despendido para obtenção de resultados, traz como vantagem a possibilidade de documentação de todos os resultados. Além disso, deve-se atentar, que na medida de área carbonatada, pode ocorrer uma superestimativa dos valores em virtude do efeito majorado nos cantos (considerando a soma dos vetores de acesso de  $\text{CO}_2$ ).

#### 5.2.4 Correlação entre a resistência à compressão e a carbonatação

Com os dados obtidos nesse trabalho, decidiu-se *plotar* um gráfico que relacionasse a resistência à compressão com a área carbonatada e a profundidade de carbonatação (Figura 5.30 e Figura 5.31). Essas correlações fornecem o comportamento do ingresso de  $\text{CO}_2$  nos concretos produzidos à medida em que se eleva a resistência dos mesmos. Para o cálculo dos valores plotados nos gráficos utilizou-se as equações 5.1 a 5.5 para a resistência à compressão, e as equações 5.7 a 5.11 e 5.12 a 5.16 para área carbonatada e para a profundidade de carbonatação. É importante lembrar que para resistência à compressão foi substituído nas equações os respectivos valores codificados de cada variável utilizada e que os mesmos estão apresentados na tabela 5.2. Para as demais equações foram utilizados os valores reais.

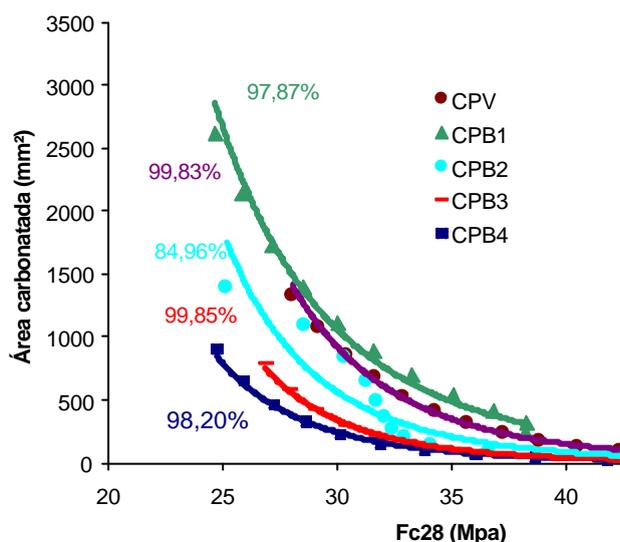


**Figura 5.30** Relação entre a área carbonatada e a resistência à compressão para todos os cimentos, aos 28 dias

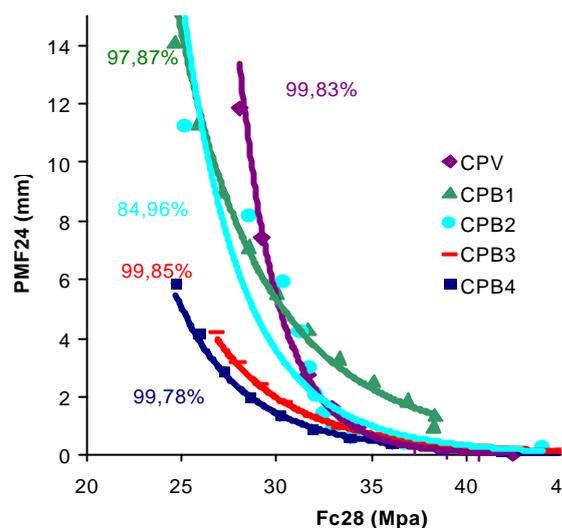


**Figura 5.31** Relação entre a profundidade de carbonatação da face 2 e 4 e a resistência à compressão para todos os cimentos, aos 28 dias

Observa-se, nas figuras 5.30 e 5.31, onde se analisa conjuntamente todos os tipos de cimento, uma razoável correlação estatística para estas propriedades quando em função da área carbonatada ( $r^2=73,14\%$ ) e da profundidade de carbonatação ( $r^2=80,47\%$ ). Este ajuste melhora quando se consideram os cimentos isoladamente, em virtude da influência da composição química dos cimentos no fenômeno da carbonatação, conforme mostram as figuras 5.32 e 5.33.



**Figura 5.32** Relação entre a área carbonatada e a resistência à compressão para cada cimento, aos 28 dias



**Figura 5.33** Relação entre a profundidade de carbonatação da face 2 e 4 e a resistência à compressão para cada cimento, aos 28 dias

Os valores encontrados para ambas as relações foram os mesmos para cada tipo de cimento. No entanto, percebe-se a diferença entre as curvas. Pode-se inferir que a carbonatação destes concretos possui boa correlação com a resistência à compressão, quando a análise é realizada por tipo de cimento, já que os valores encontrados para  $r^2$  foram de no mínimo 84,96%, sendo que para a maioria dos cimentos foi acima de 99%.

Percebe-se através dos gráficos que, em geral, quando a resistência à compressão aumenta, os valores para área carbonatada e profundidade de carbonatação diminuem significativamente.

No entanto, para relação  $a/c=0,6$ , o CPV, apesar de ser o concreto de maior resistência à compressão, apresentou valores de área carbonatada e profundidade de carbonatação superiores aos dos concretos com CPB2, CPB3 e CPB4, sendo que este último registrou a menor resistência à compressão. Isto demonstra que a porosidade total que rege a resistência à compressão não é o único fator a influenciar na carbonatação do concreto, sendo a estrutura dos poros e a química do cimento igualmente importante no fenômeno.

### 5.2.5 Absorção de água por capilaridade

Para a análise dos resultados de absorção de água por capilaridade, primeiramente foram retirados os dados espúrios, comparando os possíveis resultados (resultados previstos), traçando uma tendência de valores. Os valores obtidos para taxa de absorção foram utilizados para traçar a curva dos valores previstos para resistência capilar e os valores obtidos para resistência capilar foram utilizados para traçar a curva dos valores previstos para taxa de absorção. Os valores obtidos que diferiam muito dos previstos foram excluídos, sendo este o parâmetro adotado para retirada dos espúrios. As equações utilizadas 5.18 e 5.19, ajustadas por tentativa, são:

$$TA = 29,05 * (1/M^{0,6}) \quad (5.18)$$

$$M = 245,5 * (1/TA^{1,67}) \quad (5.19)$$

Sendo que:

TA = Taxa de absorção (unidade:  $g/cm^2 * h^{1/2}$ );

M = Resistência capilar (unidade:  $h/m^2$ );

Os valores previstos e observados, após o cálculo de taxa de absorção e resistência capilar, podem ser visualizados na tabela 5.51.

**Tabela 5.52** Valores obtidos e previstos para taxa de absorção e resistência capilar

Tipo de cimento	Relação a/c	TA obtido	TA prev	Média TA	M obtido	M prev	Média M
CP-V	0,4	0,085	0,088	0,094	15797,510	17811,930	14652,163
		0,098	0,096		13649,314	14135,552	
		0,100	0,099		12909,443	13609,230	
	0,5	0,078	0,078	0,100	19083,314	20489,838	14218,964
		0,100	0,102		12289,185	13731,065	
		0,118	0,120		9411,530	10308,850	
	0,6	0,113	0,126	0,109	8668,522	11214,263	11890,970
		0,092	0,089		15448,249	15687,679	
		0,113	0,122		9098,655	11228,449	
CP-BI	0,4	0,077	0,073	0,081	21396,191	21234,621	19018,418
		0,091	0,083		17480,963	15961,899	
	0,5	0,069	0,065	0,099	26298,233	25209,339	17086,170
		0,141	0,122		9169,513	7667,595	
	0,6	0,092	0,090	0,103	15139,815	15612,687	13777,453
		0,073	0,073		21573,560	23296,629	
		0,109	0,102		12343,210	11781,984	
		0,120	0,132		8043,848	10093,813	
	CP-B	0,4	0,069	0,059	0,051	31036,263	25637,521
0,041			0,037	67409,737		59402,337	
0,059			0,044	49171,249		33091,796	
0,5		0,072	0,060	0,085	29644,678	23508,560	19431,703
		0,104	0,105		11822,103	12751,469	

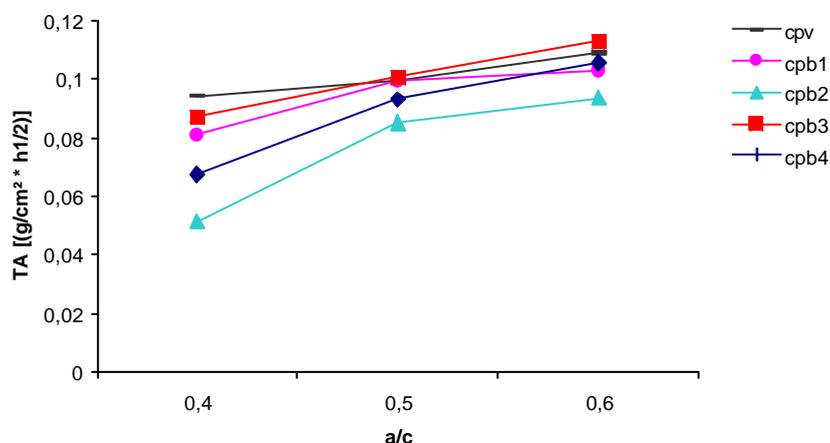
CP-B3	0,6	0,080	0,080	0,094	18569,487	19878,874	15249,476
		0,091	0,098		13220,852	16114,727	
		0,104	0,110		10855,965	12856,949	
	0,4	0,123	0,115	0,087	10089,801	9745,090	19519,865
		0,067	0,057		32741,600	26475,946	
		0,076	0,085		16649,966	21416,788	
	0,5	0,135	0,138	0,101	7479,589	8313,288	14450,738
		0,076	0,074		20874,470	21676,412	
		0,087	0,094		14082,330	17080,523	
		0,102	0,099		12918,047	13181,240	
	0,6	0,106	0,127	0,113	8585,134	12413,127	10940,311
		0,113	0,106		11578,984	11183,998	
CP-B4	0,4	0,050	0,046	0,067	46186,405	43712,192	42013,729
		0,038	0,035		72256,618	69237,117	
		0,105	0,130		8178,670	12511,371	
	0,5	0,077	0,055	0,093	34553,033	21104,162	17282,191
		0,104	0,097		13420,759	12746,186	
		0,105	0,120		9357,631	12511,371	
	0,6	0,133	0,151	0,106	6387,227	8544,363	14161,289
		0,075	0,072		21991,704	22216,705	
		0,108	0,095		13863,278	11964,460	

Para a análise da significância em relação ao tipo de cimento e relação água/cimento, e das suas interações, primeiramente foi feita uma análise com todos os tipos de cimento no programa Statistica, onde se obteve os resultados que constam na tabela 5.53.

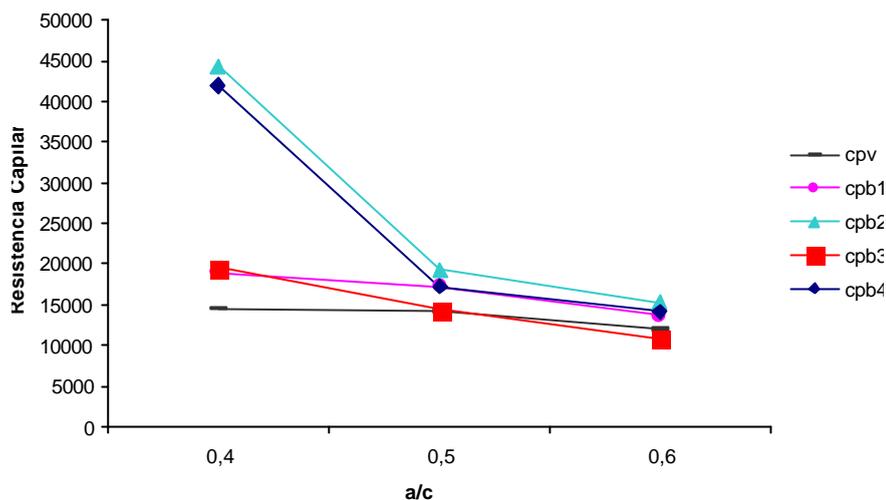
**Tabela 5.53** Análise de variância conjunta dos cimentos

Fonte	SQ	GDL	SQR	Valor de P	Efeito
1 – cimento	0,735	8,00	144,00	0,004	Significativo
2 – água/cim.	0,686	4,00	144,00	0,000	Significativo
Interação 12	0,689	16,00	144,00	0,031	Significativo

Nos gráficos das figuras 5.34 e 5.35 são apresentados os valores de taxa de absorção e resistência capilar em função da interação entre os tipos de cimento e a relação a/c.



**Figura 5.34** Taxa de absorção para todos os cimentos



**Figura 5.35** Resistência capilar para todos os cimentos

Como era esperado, observa-se que, para todos os tipos de cimento, quanto maior a relação água/cimento, maior a taxa de absorção de água e menor a resistência capilar.

Para os concretos moldados com CP-B2 e CP-B4, destaca-se os valores elevados de resistência capilar para a relação a/c 0,4.

O tratamento estatístico dos dados obtidos para taxa de absorção em concretos foi realizado através de regressão múltipla não linear, analisado através da definição de uma curva de tendência, atribuindo valores por meio de tentativas. Procedeu-se definindo, através dos pontos obtidos, uma tendência de curva. O modelo proposto está apresentado na equação 5.20.

$$S = B0 - B1 / ac^n \quad (5.20)$$

Onde:

ac = relação água/cimento.

Os valores para B0, B1 e n, para cada tipo de cimento, podem ser observados na tabela 5.54.

**Tabela 5.54** Valores das constantes B0, B1 e n para os cimentos analisados

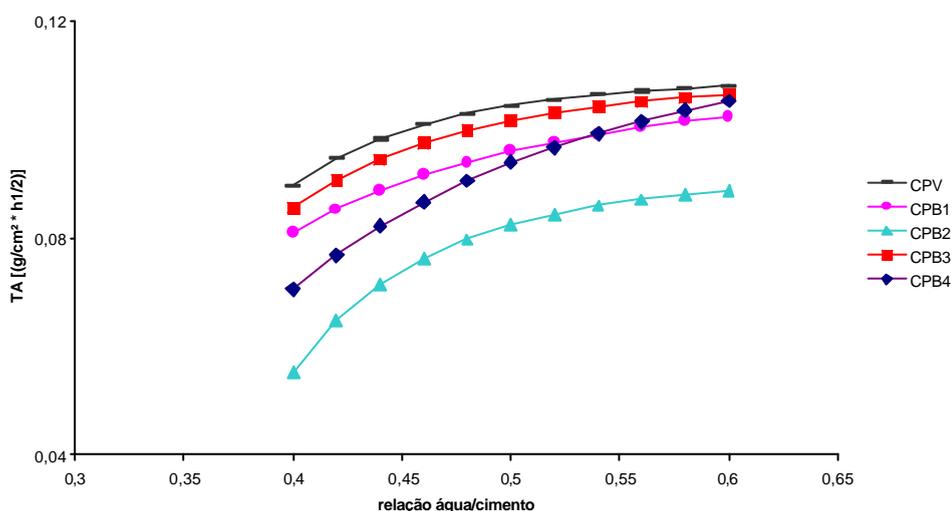
	CP-V	CP-B1	CP-B2	CP-B3	CP-B4
B0	0,110	0,1105	0,092	0,11	0,125
B1	0,0001	0,0016	0,00015	0,0003	0,0055
n	5,8	3,18	6	4,8	2,5

A tabela 5.55 apresenta os valores previstos pelo modelo para taxa de absorção.

**Tabela 5.55** Valores previstos para taxa de absorção ( $\text{g}/\text{cm}^2 * \text{h}^{1/2}$ )

Relação a/c	CP-V	CP-B1	CP-B2	CP-B3	CP-B4
0,4	0,08967399	0,081017167	0,055379	0,085609	0,070648
0,42	0,09468369	0,08525431	0,064673	0,090701	0,07689
0,44	0,09830569	0,088725887	0,071328	0,094564	0,082172
0,46	0,10096341	0,091596158	0,076168	0,09753	0,086676
0,48	0,10294006	0,09398902	0,079736	0,099834	0,090544
0,5	0,10442848	0,095999086	0,0824	0,101643	0,093887
0,52	0,10556207	0,097699429	0,084413	0,103077	0,096793
0,54	0,10643453	0,099147073	0,08595	0,104224	0,099333
0,56	0,10711258	0,100386952	0,087136	0,105149	0,101564
0,58	0,10764431	0,101454784	0,08806	0,105901	0,103532
0,6	0,10806481	0,102379196	0,088785	0,106517	0,105276

A partir destes valores foram traçadas as curvas que representam a tendência de comportamento de cada concreto. O gráfico que apresenta estes valores pode ser visualizado na figura 5.36.

**Figura 5.36** Curva prevista pelo modelo para taxa de absorção de todos os cimentos

Percebe-se, tanto nas curvas do modelo (figura 5.32), quanto nas retas das interações (figura 5.30), um melhor desempenho, isto é, um taxa de absorção menor, para os concretos moldados com CP-B2. Os concretos moldados com CP-B4, CP-B1, CPB-3 e CP-V, nesta ordem, obtiveram resultados inferiores. Como era esperado, observa-se que para todos os tipos de cimento, quanto maior a relação água/cimento, maior a taxa de absorção de água.

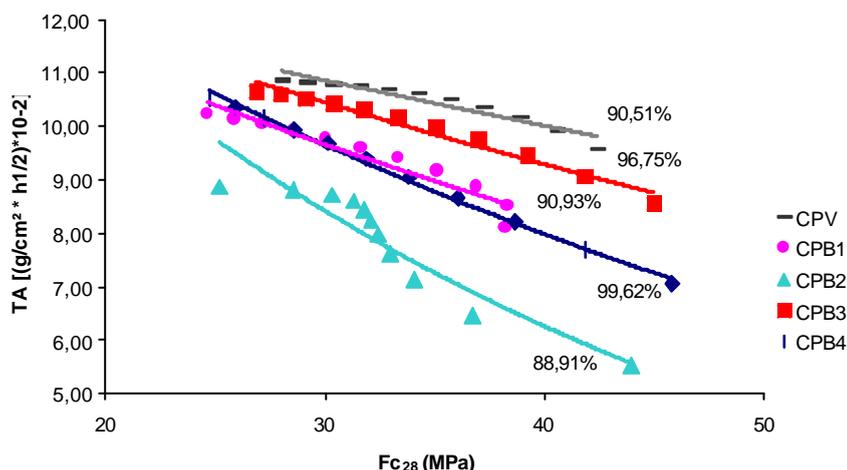
A tabela 5.56 apresenta um comparativo em porcentagem, da taxa de absorção dos valores previstos pelo modelo, para os concretos brancos em função do concreto de referência.

**Tabela 5.56** Comparação dos valores previstos com o concreto de referência

	a/c	TA [(g/cm <sup>2</sup> * h <sup>1/2</sup> )*10 <sup>-2</sup> ]	%
CPV	0,4	9,58	100,00
	0,5	10,61	100,00
	0,6	10,86	100,00
CPB1	0,4	8,10	84,59
	0,5	9,60	90,48
	0,6	10,30	94,80
CPB2	0,4	5,54	57,82
	0,5	8,24	77,66
	0,6	9,40	86,52
CPB3	0,4	8,56	89,39
	0,5	10,16	95,80
	0,6	10,65	98,04
CPB4	0,4	7,06	73,77
	0,5	9,39	88,49
	0,6	10,53	96,90

Analisando os resultados percebe-se que todos os concretos brancos obtiveram redução dos valores, quando comparados ao concreto moldado como referência, confirmando que concretos moldados com cimento Portland branco possuem desempenho satisfatório quando analisada a taxa de absorção de água por capilaridade.

O gráfico da figura 5.37 apresenta a correlação entre a taxa de absorção capilar e à resistência a compressão de todos os concretos analisados, aos 28 dias de idade.

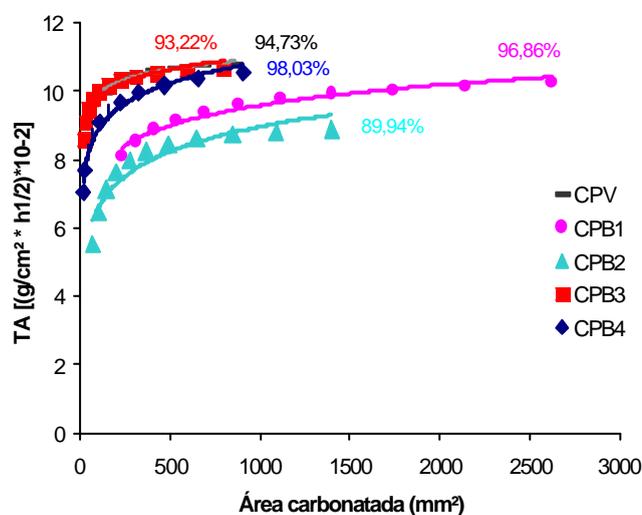
**Figura 5.37** Relação entre taxa de absorção de água e resistência à compressão para todos os cimentos, aos 28 dias

Analisando o gráfico, nota-se a boa correlação entre a taxa de absorção de cada concreto e a resistência à compressão aos 28 dias. Um exemplo disso é que para a relação a/c=0,4, o CPB2 obteve valores de resistência à compressão 3,61% maior que os concretos com CPV, e sua taxa de absorção foi 42,18% menor. No entanto, a resistência à compressão não pode ser

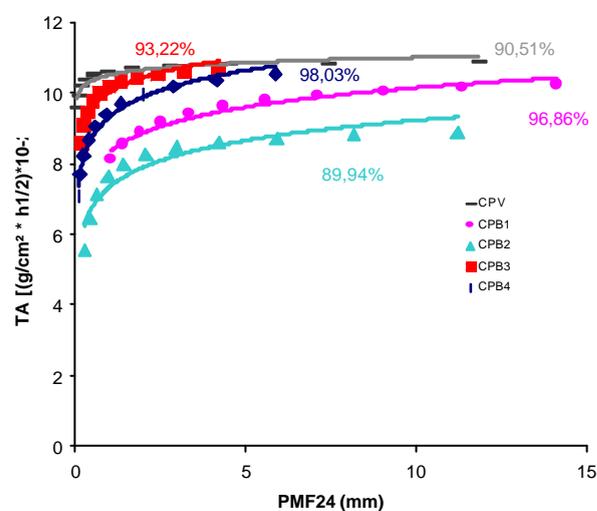
considerada como única propriedade que rege a taxa de absorção de água no concreto, já que para a relação  $a/c=0,6$ , o CPV obteve valores de resistência 10,23% maior quando comparado ao CPB2, mas seus valores para taxa de absorção foram 13,48% maior que o CPB2.

Uma provável explicação para este fenômeno é que enquanto a resistência à compressão é regida pela porosidade total, a taxa de absorção irá depender não só da porosidade total mas principalmente pela estrutura de poros (intercomunicabilidade, distribuição, diâmetro, entre outros). Neste caso, quando se altera o tipo de cimento, a relação direta entre a taxa de absorção e a resistência à compressão não se mantém, em virtude das diferenças químicas e de granulometria que irão afetar a formação da estrutura interna do concreto. Um estudo mais aprofundado da microestrutura destes concretos é necessário para explicar melhor o comportamento observado em relação à taxa de absorção.

Além das correlações com resistência à compressão, foram relacionados os valores previstos de taxa de absorção e área carbonatada e profundidade de carbonatação, que podem ser observados nas figuras 5.38 e 5.39.



**Figura 5.38** Relação entre a taxa de absorção de água e a área carbonatada para todos os cimentos, aos 28 dias



**Figura 5.39** Relação entre a taxa de absorção de água e a profundidade de carbonatação da face 2 e 4 para todos os cimentos, aos 28 dias

A boa correlação entre taxa de absorção e profundidade de carbonatação já havia sido prevista por Basheer et al. (2001), onde os autores colocam que os ensaios de permeabilidade à água, ou absorção superficial de água, possuem boa correlação com experimentos de carbonatação, desde que mantido o tipo de aglomerante, e que estes testes podem dar boas indicações do comportamento do concreto em relação a carbonatação. No entanto Kulakowski (2002)

defende, com base nos seus resultados e nos encontrados por Bai et al (2002), que este comportamento só é válido quando não há adições no concreto, visto que ao aumentar o teor de adições (no seu estudo, a sílica ativa e no estudo de Bai et al., o metacaulim), diminui a taxa de absorção do concreto, mas aumenta a carbonatação. Em outras palavras, a correlação direta entre a taxa de absorção e profundidade de carbonatação só é válida quando mantido o tipo de aglomerante, que irá influenciar diretamente na formação da estrutura interna e na química da água dos poros do concreto.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como objetivo principal a comparação do comportamento dos concretos de cimento Portland branco e de cimento Portland cinza frente aos fenômenos da carbonatação e absorção capilar. Para tal, foram utilizados quatro tipos de cimento Portland branco estrutural, comparando seus resultados com concretos moldados com cimento Portland de alta resistência inicial, em três níveis de relação a/c: 0,4; 0,5; 0,6. Os resultados foram analisados estatisticamente e o ensaio de resistência à compressão foi utilizado como parâmetro de controle para os ensaios de durabilidade.

As conclusões apresentadas a seguir, apesar de estarem em consonância com a maior parte da bibliografia existente, não devem ser tomadas de forma absoluta, pois se referem somente aos dados obtidos de concretos que utilizaram tipos, quantidades e qualidades específicas de materiais e técnicas de execução. Sua representatividade deve ser firmada através da execução de novas pesquisas que apresentem resultados que possam complementar e confirmar os obtidos neste estudo.

### 6.1 CONCLUSÕES

Analisando-se os resultados obtidos no programa experimental, e com base na revisão bibliográfica, pode-se enumerar as seguintes conclusões, todas comprovadas estatisticamente:

#### **a. Em relação à resistência à compressão**

Para resistência à compressão todos os concretos com cimento branco obtiveram valores inferiores, quando comparados ao concreto moldado como referência (CP-V), exceto os concretos moldados na relação a/c=0,4 com cimentos CPB2, CPB3 e CPB4. Estas variações foram inferiores a 10%, podendo-se afirmar que todos os concretos moldados com cimento Portland branco possuíram desempenho similar ao dos concretos moldados como referência.

- a) A análise estatística comprovou a significância dos seguintes fatores, em ordem de importância:
- b) Relação a/c: a resistência à compressão dos cinco tipos de cimento estudados decresceu significativamente com o aumento da relação a/c.

- c) Idade: todos os cimentos apresentaram elevado crescimento da resistência à compressão com a idade.
- d) Interação entre a relação água/cimento e o tipo de cimento: a influência da relação a/c na resistência à compressão variou dependendo do tipo de cimento utilizado, sendo o CP-B4 o que mais foi afetado ao reduzir a relação a/c de 0,6 para 0,4 (110%) e o CP-V o menos afetado, variando cerca de 65% a resistência à compressão ao passar de 0,6 para 0,4.
- e) Interação entre o tipo de cimento e a idade: as resistências à compressão dos cimentos cresceram de forma diferenciada com a idade, principalmente até os 14 dias. Enquanto o CP-B4, aos 3 dias, apresentou apenas 66% da resistência à compressão dos 28 dias, o CP-V apresentou 81%. Todos os cimentos, aos 14 dias atingiram cerca de 95% da resistência dos 28 dias.

Através do ajuste do modelo de comportamento por regressão múltipla linear dos resultados de resistência à compressão foram encontradas equações (5.1 a 5.5) que permitem estimar a resistência a partir da relação a/c e do grau de hidratação (idade), com coeficientes de determinação superiores a 92%.

## **b. Em relação a carbonatação**

A carbonatação dos concretos foi observada medindo a área carbonatada e a profundidade de carbonatação.

### **• Área carbonatada**

Os resultados de área carbonatada foram modelados em função da relação a/c e do grau de hidratação (idade) dos concretos (equações 5.7 a 5.11), com coeficientes de determinação superiores a 75%.

Para todos os concretos, os valores observados para a relação a/c 0,4, foram nulos. O pior desempenho frente ao fenômeno de carbonatação, quando analisadas as áreas carbonatadas, se dá para os concretos moldados com CP-B1, CP-B2 e CP-V na relação a/c=0,6.

Os concretos moldados com CP-B4 na relação a/c=0,6 tiveram desempenho similar aos moldados com CP-B1 na relação a/c=0,5. Já o melhor desempenho para relação a/c=0,6 foi para os concretos moldados com CP-B3, que obtiveram desempenho superior aos moldados com CP-B1 (a/c=0,5), o que comprova que para este fenômeno, além da relação a/c, o tipo de cimento tem influência.

Analisando física e quimicamente os cimentos, foi constatado que quanto maior a perda ao fogo, o resíduo insolúvel, o anidrido carbônico e a superfície específica do cimento, maior a área carbonatada do concreto com ele confeccionado.

Quando a carbonatação é comparada às porcentagens de compostos químicos do cimento, o único composto que parece ter alguma correlação direta, em função de suas quantidades e proporções entre cimentos, é o  $C_3S$ , que segue a mesma tendência da carbonatação.

- **Profundidade de carbonatação**

Os resultados de profundidade de carbonatação foram modelados em função da relação a/c e do grau de hidratação (idade) dos concretos (equações 5.13 a 5.17), com coeficientes de determinação superiores a 75%. Seguindo a mesma tendência dos obtidos para área carbonatada.

Comparando os resultados de área carbonatada e profundidade de carbonatação, observa-se que os percentuais de variação da profundidade de carbonatação de concretos brancos em relação ao concreto referência foram bastante superiores aos percentuais de variação de área carbonatada. No entanto, a tendência dos resultados se mantiveram, ocorrendo pequena alteração em virtude da forma de medida da carbonatação.

- **Correlação entre área carbonatada e profundidade de carbonatação**

A correlação entre os dois métodos de medida retornou um valor de  $r^2$  de 92,22%, podendo-se dizer que foi obtida uma boa relação entre as leituras.

Em função do elevado coeficiente de determinação, é correto afirmar que a opção por uma determinada forma de medida dependerá dos benefícios que ela pode trazer. Por um lado, a medida da carbonatação com paquímetro, desde que realizada em vários pontos para diminuir a influência dos agregados graúdos, é um método simples e de rápida execução. Por outro lado, apesar da análise de imagem demandar maior mão-de-obra, necessidade de fotos e maior tempo despendido para obtenção de resultados, traz como vantagem a possibilidade de documentação de todos os resultados.

- **Correlação entre a resistência à compressão e a carbonatação**

Analisou-se conjuntamente todos os tipos de cimento e foi encontrada uma razoável correlação estatística para estas propriedades quando em função da área carbonatada

( $r^2=73,14\%$ ) e da profundidade de carbonatação ( $r^2=80,47\%$ ). Este ajuste melhorou quando se consideraram os cimentos isoladamente, aumentando para coeficientes de determinação acima de 99%, em virtude da influência da composição química dos cimentos no fenômeno da carbonatação.

Quando a resistência à compressão aumenta, os valores para área carbonatada e profundidade de carbonatação diminuem significativamente. No entanto, a resistência à compressão não é parâmetro adequado para estimar a durabilidade de concretos frente à carbonatação. Para um mesmo patamar de resistência à compressão, concretos com diferentes constituições químicas apresentaram valores de carbonatação significativamente diferentes quando submetidos às mesmas condições de exposição. Isto demonstra que a porosidade total que rege a resistência à compressão não é o único fator a influenciar na carbonatação do concreto, sendo a estrutura dos poros e a química do cimento igualmente importantes no fenômeno.

### **c. Em relação à absorção de água por capilaridade**

Analisando os resultados percebe-se que todos os concretos brancos obtiveram redução dos valores de absorção, quando comparados ao concreto moldado como referência, confirmando que concretos moldados com cimento Portland branco possuem desempenho satisfatório quando analisada a taxa de absorção de água por capilaridade.

#### **• Correlação entre resistência à compressão e a taxa de absorção**

Comprovou-se boa correlação ( $r^2=90\%$ ) entre a taxa de absorção de cada concreto e a resistência à compressão aos 28 dias. No entanto, a resistência à compressão não pode ser considerada como única propriedade que rege a taxa de absorção de água no concreto, pois a resistência à compressão é regida pela porosidade total, e a taxa de absorção irá depender não só da porosidade total mas principalmente pela estrutura de poros (intercomunicabilidade, distribuição, diâmetro, entre outros). Neste caso, quando se altera o tipo de cimento, a relação direta entre a taxa de absorção e a resistência à compressão não se mantém, em virtude das diferenças químicas e de granulometria que afetam a formação da estrutura interna do concreto.

#### **• Correlação entre a taxa de absorção e a carbonatação**

Os ensaios de permeabilidade à água, ou absorção superficial de água, possuem boa correlação com experimentos de carbonatação, desde que mantido o tipo de aglomerante, pois

este irá influenciar diretamente na formação da estrutura interna e na química da água dos poros do concreto.

## 6.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

O cimento Portland branco estrutural é um material relativamente novo no mercado nacional, sendo que estudos relacionados a sua caracterização, tanto química quanto físico-mecânicas, são incipientes. A carbonatação e a absorção capilar são propriedades que, dentro de determinadas condições, possibilitam inferir sobre outras propriedades do concreto, caracterizando, segundo estes aspectos, sua durabilidade. No desenvolvimento do trabalho surgiram muitos assuntos que necessitam ser estudados, e que devido às limitações do programa experimental, relacionados à falta de tempo e recursos, não puderam ser abrangidos. A título de sugestões para a ampliação e prosseguimento do estudo da utilização do cimento Portland branco em concretos, visando a caracterização do seu desempenho, propõe-se as seguintes questões:

- Verificação do comportamento de concretos moldados com cimento Portland branco em relação a outros aspectos da durabilidade, como a penetração de cloretos e sulfatos;
- Verificação de aspectos tais como biodeterioração, e a impactação de resíduos sólidos existentes no ar;
- Verificação de aspectos relacionados à estética em concretos moldados com cimento Portland branco;
- Verificação de propriedades que caracterizam o concreto quanto às suas propriedades mecânicas: módulo de elasticidade, resistência à flexão, resistência à tração, entre outras;
- Verificação da possibilidade de utilização de pozolanas, como substituição de parte do cimento, tentando assim, reduzir custos na produção do concreto e melhorar seu desempenho;
- Verificação da possibilidade de utilização de pigmentos no concreto, analisando questões de durabilidade e propriedades mecânicas;
- Realizar um estudo mais aprofundado analisando quimicamente o cimento Portland branco.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 201, 1997. **Guide to Durable Concrete**, ACI Manual of Concrete Practice, 1997.

AHMAD, S. Reinforcement corrosion in concrete structures, its monitoring and service life prediction - a review. **Cement & Concrete Composites**. v. 25, 2003. Article in press.

AİTCIN, P. C. The durability characteristics of high performance concrete: a review. **Cement & Concrete Composites**. n. 25, 2003

ANDRADE, C. **Manual para Diagnóstico de Obras Deterioradas por Corrosão de Armaduras**, São Paulo: PINI, 1992. 103p.

ANDRADE, J. J. O. **Durabilidade de Estruturas de Concreto Armado: Análise das Manifestações Patológicas nas Estruturas no Estado de Pernambuco**. 1997. 148p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

ANDRADE, J. J. O. **Contribuição à previsão da vida útil das estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão de armaduras: iniciação por cloretos**. 2001. 255p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

ANDRADE, J. & DAL MOLIN, D. Influência da Agressividade Ambiental nas Patologias em Estruturas de Concreto Armado nas Cidades de Porto Alegre (RS) e Recife (PE), São Leopoldo, 1997. **Anais...** São Leopoldo, UNISINOS/ANTAC, 1997. p.127-133.

ARANHA, P.M. S. **Contribuição ao estudo das manifestações patológicas em estruturas de concreto armado na região Amazônica**. Porto Alegre, 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia a ser concluído) - Escola de Engenharia, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. Perguntas mais frequentes. Disponível em: <http://www.abcp.org.br/faq.htm#resp6> Acesso em: 02 jan. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5739 - Concreto: ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 12989 – **Cimento Portland branco**. Rio de Janeiro, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7217: **agregados - determinação da composição granulométrica granulométrica**. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregados - determinação da absorção de água em agregados miúdos**: NBR 9777. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Agregado - determinação da composição granulométrica**: NBR 7217. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Câmaras úmidas para cura de corpos-de-prova de cimento e concreto**: NBR 9479. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cimento Portland e outros materiais em pó - determinação da massa específica**: NBR 6474. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9776: **agregados - determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman**. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7223: **concreto determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cimento Portland - determinação da resistência à compressão**: NBR 7215. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9778: **argamassa e concreto endurecidos - determinação da absorção de água por imersão índice de vazios e massa específica específica**. Rio de Janeiro, 1986.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Annual Book of ASTM Standards**. ASTM C 150 – 97<sup>a</sup>. Standard specification for Portland cement, vol. 14.02.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Annual Book of ASTM Standards**. ASTM C 979 – 82. Standard specification for pigments for integrally colored concrete, 1993.

BAUER, E. **Avaliação comparativa da influência da adição de escória de alto-forno na corrosão das armaduras através de técnicas eletroquímicas**. São Paulo, 1995. 236p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

BENITEZ, A.; BALZAMO, H.; MIGOYA, E. Estudio de hormigones convencionales elaborados com cemento gris y cemento blanco utilizando un aditivo de doble efecto. In: 4º Jornadas de desarrollo e innovación, noviembre, 2002. Disponível em: <http://www.inti.gov.ar/cgi-bin/htsearch> capturado em: janeiro, 2003.

BENITEZ, A.; BALZAMO, H.; MIGOYA, E. Hormigones de alta prestación elaborados com cemento gris y cemento blanco. In: 4º Jornadas de desarrollo e innovación, noviembre, 2002. Disponível em: <http://www.inti.gov.ar/cgi-bin/htsearch> capturado em: janeiro, 2003.

BENSTED, J. Early hidratation of Portland cement – Effects of water/cement ratio. **Cement and Concrete Research**. v.13, p. 493-498, 1983.

BRANDÃO, A.M. da S.; PINHEIRO, L. M. Qualidade e durabilidade das estruturas de concreto armado: aspectos relativos ao projeto. **Caderno de Engenharia de estruturas**. São Carlos, 1999. n. 8.

CARVALHO, F. C.; CALAVERA, J. Estabilidade colorimétrica e influência da incorporação de pigmentos em concretos submetidos a diferentes estados de exposição ambiental. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 44º, Belo Horizonte, 2002. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2002 (CD-ROM).

CASCUDO, O. **O Controle da Corrosão das Armaduras em Concreto: Inspeção e Técnicas Eletroquímicas**. Ed. PINI, São Paulo, Ed. UFG, 1997.237p.

CASTRO, P.; SANJUÁN, M. A.; GENESCÁ, J. Carbonation of concretes in the Mexican Gulf. **Building and Environment**. Vol.35, p. 145 –149, january, 1999.

CENTRO DE INVESTIGACIONES AVANZADAS EN TECNOLOGÍA DEL HORMIGÓN (CIATH). **Estudio de dosificaciones de hormigones blancos y de color com áridos blancos calcáreos y cemento blanco estructural - capítulo V**. disponível em: <<http://www.efn.uncor.edu/dep/estruct/ciath/dohocol.pdf>> acesso em: 04 de janeiro de 2003.

CIB W 80/RILEM 71-PSL. (Conseil International du Batment Pour la Recherche Létude et la

Documentation & Réunion Internationale des Laboratoires D'essais et de Recherches sur Matériaux et les Constructions). **Prediction of service life of building materials and components**. Rotterdam, 1983, 98p.

CIMENTO CAUE: Cimento branco chega para estabelecer uma nova cultura na arquitetura brasileira, São Paulo, jun. 2001. Disponível em: <<http://www.cimentocae.com.br/noticias/frame.asp?src=../noticias/newsant.asp?id=54>>

Acesso em: 17 out. 2001.

CHANDRA, S.; BJÖRNSTRÖM, J. Influence of cement and superplasticizers type and dosage on the fluidity of cement mortars – Part I. **Cement and Concrete Research**. n. 32, p. 1605-1611, 2002.

COELHO, M. A. M.; SILVA, M. G. da; SOUZA, F. L. dos S.; ZANDONADE, E. Estudo da carbonatação e retração em concretos de alto desempenho com elevados teores de escória de alto-forno. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 44º, Belo Horizonte, 2002. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2002 (CD-ROM).

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. Working guide for durable concrete structures - protection of reinforcement: report of CEB-RILEM International Workshop. **CEB - Bulletin D'Information**, Paris, n.152, p.241-302, Apr.1984.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. Durable concrete structures CEB Desing Guide. **CEB - Bulletin D'Information**, no.183. Paris, 1992. 112p.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. Durable Concrete Structures. CEB Design Guide. **Bulletin D'information**, no. 182. Paris, 1989. 268p.

CUNHA, A. C. Q da.; HELENE. P.R.L. **Despassivação das armaduras de concreto por ação da carbonatação** / São Paulo :EPUSP, 2001. 13p. + anexos. – (Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Construção Civil, BT/PCC/283). Disponível em: <<http://www.pcc.usp.br/Publicações/lista.htm#boletins%20técnicos>> Acesso em: 03 nov. 2002.

DAL MOLIN, D. C. C. **Contribuição ao estudo das propriedades mecânicas dos concretos de alta resistência com adição de microssílica**. São Paulo, 1995. 286p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica - Universidade de São Paulo, São Paulo.

DUNSTER, A. M.; KENDRICK, D. ap.; PARSONAGE, J. R. The mechanism of hardening and hydration of white Portland cement admixed with salicylaldehyde. **Cement and Concrete Research**. v. 24, n. 3, p. 542-550, 1994.

FERREIRA, A. A. **Concreto de Alto Desempenho com Adição de Cinza de Casca de Arroz: Avaliação de Propriedades Relacionadas com a Durabilidade**. 1999. 154f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

FIB BULLETINS. Structural Concrete – The textbook on behaviour, desing and performance. Updated Knoledge of the CEB/FIP Model Code 1990, v.1, 1999.

FORTES, L. R. & ANDRADE, J. C. **Corrosão na Armadura do Concreto Armado: Influência dos Agentes Cloretos e da Carbonatação**. Disponível em: <http://www.cesec.ufpr.br/~wtecnnet/corrosao/t00051.html>>. Acesso em: 12 julho 2001.

FRIZZO, B. F.; ISAIA, G. C.; GASTALDINI, A. L. G. Influência da quantidade e da finura de oszolanas na absorção capilar do concreto, em igualdade de resistência à compressão. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 44º, Belo Horizonte, 2002. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2002 (CD-ROM).

GONÇALVES, J. P. **Utilização do resíduo de corte de granito (RCG) como adição para produção de concretos**. 2000. 120p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

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

HANSEN, T. B. **Temperature dependency of the hydration of dense cement paste systems containing micro silica na fly ash**. Project Manager. Disponível em: <http://www.itn.is/ncr/publications/doc-27-3.pdf> Acesso em 20 dezembro, 2002.

HELENE, P.R.L. **Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado**. São Paulo, 1993. 231p. Tese (Livre Docência) - Escola Politécnica - Universidade de São Paulo.

HELENE, Paulo R. L. **Corrosão em Armaduras para Concreto Armado**. São Paulo: IPT,

PINI, 1986. 46p.

HELENE, P. R. L. Introdução da Durabilidade no Projeto das Estruturas de Concreto, São Leopoldo, 1997. **Anais...** São Leopoldo, UNISINOS/ANTAC, 1997. p.31 – 42.

HELENE, P. R. L.; GALANTE, R. Concreto Colorido, São Paulo, 1999. In: Congresso Brasileiro do Cimento, 5°. **Anais...** São Paulo: Congresso Brasileiro de cimento (CBO), 1999 (CD-ROM).

HEREN, Z.; ÖLMEZ, H. The influence of ethanolamines on the hidration na mechanical properties of Portland cement. **Cement and Concrete Research**, v. 26, n. 5, p 701-705, march, 1996.

HELENE, P.R.L.; TERZIAN, P. **Manual de Dosagem e Controle do Concreto**. São Paulo: PINI, 1992. 349 p.

HOFFMANN, A. T. **Influência da Adição de Sílica Ativa, da Relação Água/Aglomerante, Temperatura e Tempo de Cura no Coeficiente de Difusão de Cloretos em Concretos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. Porto Alegre, 2001. 133p.

HOUST, Y. F.; WITTMANN, F. H. Depth profiles of carbonates formed during natural carbonation. **Cement and Concrete Research**. n. 32, p. 1923-1930, 2002.

ISAIA, G. C. Carbonatação do concreto – uma revisão. In: Workshop sobre corrosão da armadura do concreto – Colloquia 99. São José dos Campos. **Anais..** 1999.

ISAIA, G. C. Sustentabilidade do concreto ou das estruturas de concreto? Uma revisão de durabilidade. In: Congresso Brasileiro do Cimento, 44°, Belo Horizonte, 2002. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2002 (CD-ROM).

ISAIA, G. C.; HELENE, P. R. L. Durabilidade de Concreto de Elevado Desempenho com Pozolanas. In.: SEMINÁRIO QUALIDADE E DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO, Porto Alegre, 1993. **Anais...** Porto Alegre: UFRGS/CPGEC/NORIE, 1993. P.13-33.

ISAIA, G. C.; VAGHETTI, M. A.; GASTALDINI, A. L. G. Carbonatação acelerada e natural de concreto com alto teor de pozolanas: um estudo preliminar. In: Congresso

Brasileiro do Cimento, 43º, Foz do Iguaçu, 2001. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2001 (CD-ROM).

JOHN, V. M. **Avaliação da Durabilidade de Materiais, Componentes e Edificações: Emprego do Índice de degradação.** 1987. 103f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

JOHN, V.M. **Reciclagem de resíduos na construção civil: contribuição para metodologia de pesquisa e desenvolvimento.** São Paulo, 2000. 113 p. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil.

JOHN, V.M.; TUDISCO, M. Durabilidade e carbonatação do concreto na revisão da NBR 6118. In.: SEMINÁRIO QUALIDADE E DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO, Porto Alegre, 1993. **Anais...** Porto Alegre: UFRGS/CPGEC/NORIE, 1993. P.62-73.

JUN, C.; XIN, C.; LINGCHAO, L.; FUTIAN, L.; JIANPING, Z. The influence of two admixtures on white and colored Portland cement. **Cement and Concrete Research.** v. 31, p. 1367-1372, 2001.

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.

KATZ, A. Properties of concrete made with recycled aggregate from partially hydrated old concrete. **Cement and Concrete Research.** n. 2236, p. 1-9, 2002.

KELHAM, S. A water absorption test for concrete. **Magazine of Concrete Research,** v. 40, n. 143, p. 106–110, June 1988.

KULAKOWSKI, M. P. **Argamassa com Adição de Microssílica para Reparos Estruturais: Estudo da Penetração de Cloretos.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. Porto Alegre, 1994. 106p.

KULAKOWSKI, M. P. **Contribuição ao Estudo de Carbonatação em Concretos e argamassas compostos com Adição de Sílica Ativa.** 2002. 178 p. Tese (Doutorado em

Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

KUMAR, R.; BHATTACHARJEE, B. Porosity, pore size distribution and in situ strength of concrete. **Cement and concrete research**. v. 33, p. 155-164, july 2002.

LEA, F. M. **The Chemistry of Cement and Concrete**. Ed. Edward Arnould. Great Britain, 1970.

LEVY, S. M.; HELENE, P. R. L. Restauração e recuperação de estruturas de concreto armado de escolas estaduais no Estado de São Paulo. **RevistaTéchne**. n. 47 p. 53-58 julho/agosto. PINI. São Paulo. 2000.

MALHOTRA, V. M.; MEHTA, P. K. **Pozzolanic and Cementitious Materials**. Advances in Concrete Technology. Vol. 1. CANMET, Canadá, 1996.

MARTINS, A. R.; MONTICELLI, I.; CAMARINI, G. Carbonatação em concretos submetidos a diferentes procedimentos de cura. In: Congresso Brasileiro do Cimento, 43º, Foz do Iguaçu, 2001. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2001 (CD-ROM).

MEHTA, P.K.; AİTCIN, P.C. Principles underlying production of high-performance concrete. **Cement, Concrete and Aggregates**, Philadelphia, v. 12, n.2, p. 70-78, winter 1990.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, Paulo J. M. **Estrutura, Propriedades e Materiais**. São Paulo: PINI, 1994. 573p.

MENEK, N.; HEREN, Z. Analysis of triethanolamine in white cement pastes by voltammetric methods. **Cement and concrete research**. v. 29, p. 777-779, january, 1999.

MEYER, A. Investigation on the carbonation of concrete. In: International Symposium on the Chemistry of Cement, 5 Tokyo 1968. **Proceedings**: tokyo, 1969, Part III, vol. II/4, p 394-401 (suplementar Paper III - 52).

MITRE, M.; BARBOSA, P.; HELENE, P. R. L. **Influência do traço na carbonatação de concretos, argamassas e pastas**. Artigos técnicos e científicos - Revista Ibracon. Ano X, n. 31 – outubro/dezembro, 2002.

MONTEIRO, E.C.B. **Estudo da capacidade de proteção de alguns tipos de cimentos**

**nacionais, em relação à corrosão de armaduras sob a ação conjunta de CO<sub>2</sub> e íons cloretos.** Brasília, 1996. 138p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília.

MONTEIRO, P. J. M.; KURTIS, K. E. Time to failure for concrete exposed to severe sulfate attack. **Cement and Concrete research.** n. 2278, p. 1-7, december 2002. Article in press.

MONTGOMERY, D.C. **Design and Analysis of Experiments.** 5 ed. New York: John Wiley, 2001.

MOURA, W. A. **Utilização de escória de cobre como adição e como agregado miúdo para concreto.** Porto Alegre, 2000, 207 p. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

NAGATAKI, S. Mineral Admixtures in concrete: state of the art and trends. In: MEHTA, P. K. V. Mohan Malhotra Symposium – **Concrete Tecnology Past, Present, and Future.** Berkeley, 1994. Proceedings... Detroit, American Concrete Institute, 1994, p. 447-483. (SP-144)

NANNI, L.F.; RIBEIRO, J.L. Planejamento e Avaliação de Experimentos. 2 ed. CPGECC/UFRGS, Porto Alegre, 1992, 213p.(Caderno Técnico 30)

NEPOMUCENO, A.A. **Comportamiento de los morteros de reparacion frente a la carbonatacion y a la penetracion de cloruros en estructuras de hormigon armado dañadas por corrosion de armaduras, estudio mediante la tecnica de resistencia de polarizacion.** Madrid, 1992. 371p. Tesis (Doctoral) – Escuela Tecnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politecnica de Madrid.

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

NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto.** São Paulo: PINI, 1997, 2ª ed. 828p. (Tradução da 4ª ed. em inglês).

PARROT, L. J. Damage caused by carbonation of reinforced concrete. **Materials and structures.** vol. 23, p. 230 - 234, 1990.

PEREIRA, V. G. A. **Avaliação dos Coeficientes de Difusão de Cloretos em Concretos:**

**Influência do Tipo de Cimento, da Relação a/c da Temperatura e do Tempo de Cura.**

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS. Porto Alegre, 2001. 154p.

PESSÔA, P. O. A.; NEPOMUCENO, A. A.; Influência da reserva alcalina na fase de iniciação e propagação da corrosão em argamassas com baixa relação água/cimento. **Anais..Jornadas Sul-Americana de Engenharia Estrutural**. 27 a 31 de maio de 2002. Universidade de Brasília – UNB, Brasília, DF

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA). What is white concrete. **Concrete Technology today**. v. 20, n. 1, april 1999 (a).

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA). White cement concrete and colored concrete construction. **Concrete Technology today**. v. 20, n. 3, november 1999 (b).

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA). White Surfaces Reflect lighth better than darker surfaces! **Concrete Report**. Disponível em: <[www.portcement.org/pdf\\_files/CR044\\_02.pdf](http://www.portcement.org/pdf_files/CR044_02.pdf)> Acesso em: 26, dezembro 2002 .

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA). Ready mix: making the white decision. **Concrete Information**. 2001

PUERTAS, F.; BLANCO-VARELA, M. T.; VÁZQUEZ, T.; PALOMO, A. Modelling of the burnability of white cement raw mixes made with CaF<sub>2</sub> and CaSO<sub>4</sub>. **Cement and Concrete research**. Vol. 26, p. 457 - 464, december, 1995.

PUERTAS, F.; BLANCO-VARELA, M. T.; VÁZQUEZ, T.; PALOMO, A. Influence of sand nature on burnability of white cement raw mixes made using CaF<sub>2</sub> and CaSO<sub>4</sub> fluxing/mineralizer pair. **Cement and Concrete research**. Vol. 26, p. 1361-1367, June 1996.

REUNION INTERNATIONALE DE LABORATOIRES D'ESSAIS ET MATERIAUS - RILEM. Measurement of hardened concrete carbonation depth: RILEM Recomendation CPC-18. **Materials and Structures**, n.102, p.435-440, nov-dec 1984.

REUNION INTERNATIONALE DE LABORATOIRES D'ESSAIS ET MATERIAUS - RILEM. Measurement of hardened concrete carbonation depth. Rilem TC116-PCD: Permeability of concrete as a criterion of its durability. **Materials and Structures**, v.32,

p.163-173, apr 1999.

RICHARDSON, I. G.; GROVES, G. W. The structure of the calcium silicate hydrate phase present in hardened pastes of white Portland cement/blast –furnace slag blends. **Journal of Materials Science**. N. 32, p. 4793-4802, 1997.

RIBEIRO, J.L.D; CATEN, C. **Projeto de Experimentos**. Série Monográfica Qualidade. Porto Alegre, 2000. 130 p. Escola de Engenharia – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Produção da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Notas de aula.

ROBERTO F. A. da C. **Balanço Mineral Brasileiro 2001**. Disponível em: <[www.dnpm.gov.br/Balanço01/pdf/cimento.pdf](http://www.dnpm.gov.br/Balanço01/pdf/cimento.pdf) > Acesso em: 26 dez. 2002.

ROTHSTEIN, D.; THOMAS, J. J.; CHRISTENSEN, B. J.; JENNINGS, H. M. Solubility behavior of Ca-, S-, Al-, na Si-bearing solid phases in Portland cement pore solutions as a function of hydration time. **Cement and Concrete Research**. n. 32, p. 1663-1671, 2002

ROY, S. K.; POH, K. B.; NORTHWOOD, D. O. Durability of concrete-accelerated carbonation and weathering studies. **Building na Environment**. N. 34, p. 597-606, 1999.

SALVASTANO JUNIOR, H. **Zona de transição entre fibras e pasta de cimento Portland: caracterização e inter-relação com as propriedades mecânicas do compósito**. 1992. 209f. Teses (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

SATO, N.M.N. **Análise da porosidade e de propriedades de transporte de massa em concretos**. São Paulo, 1998. 163p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

SELNA, D.; MONTEIRO, P. J. M. Of Our Lady of the Angels. **Concrete International**. p 26-33, november 2001.

SERRA, G. G. **Perspectivas do concreto de alto desempenho na arquitetura brasileira**. Disponível em: <http://www.usp.br/nutau/nutau>. acesso em: 04 jan. 2003.

SIERRA, A.; SOUZA de, V. C. M. Um estudo sobre a carbonatação do concreto utilizando cimento brasileiros com adições. **Anais..Damstruct**. 1998.

SILVA FILHO, L. C. P. **Durabilidade do Concreto à Ação de Sulfatos: Análise do Efeito da Permeação de Água e da Adição de Microssílica**. 1994. 143f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SILVA, P. F. A. **Durabilidade das estruturas de concreto aparente em atmosfera urbana**. São Paulo: Pini, 1995. 152p.

SILVA, V. M.; LIBORIO, J. B. L. O Efeito da Carbonatação em concretos e argamassas com e sem adição de sílica ativa. **Jornadas Sul-Americana de Engenharia Estrutural**. 27 a 31 de maio de 2002. Universidade de Brasília – UNB, Brasília, DF

SILVA, V. M.; LIBORIO, J. B. L. O A carbonatação em concretos e argamassas executados com e sem adição de sílica ativa. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 44º, Belo Horizonte, 2002. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2002 (CD-ROM).

SINGH, N.B.; DWIVEDI, M. P. ; SINGH, N. P. Effect of superplasticizer on the hydration of a mixture of white Portland cement and fly ash. **Cement and Concrete Research**. v. 22, p. 121-128, 1992.

SINGH, N. B.; SINGH, A. K. Effect of melment on the hydration of white Portland cement. **Cement and Concrete Research**. v. 19, p. 547-553, 1989.

SORA, I. N.; PELOSATO, R.; BOTTA, D.; DOTELLI, G. Chemistry and microstructure of cement pastes admixed with organic liquids. **Journal of the European Ceramic Society**. n. 22, p. 1463-1473, 2002.

SOUZA, V. C; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998. 255p.

SOUZA, . **Métodos de Avaliação de Penetração de Água no Concreto**. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal Fluminense, Rio de Janeiro.

STEFFENS, A.; DIKLER, D.; AHRENS, H. Modelinf carbonation for corrosion risk prediction of concrete strutures. **Cement and Concrete Research**. v. 32, p. 935-941, 2002.

STÜMER, S.; MÜLLER, A.; STARK, J. Hydration of C<sub>3</sub>A and C<sub>2</sub>(A,F) – Separated from sulphate-resisting and white Portland cement – under concidtions of normal hardening na heat treatment. **Cement and Concrete Research**, v. 24, n. 3, p. 503-513, january 1994.

TAYLOR, H.F.W. **Cement Chemistry**. British Library, 1992.

TORALLES CARBONARI, B. M. & CARBONARI, G. Mini Curso: “**Concreto de Alto Desempenho: do Laboratório à Obra**”. Florianópolis, 1998

TRITT-GOC, J.; PISLEWSKI, N.; KOSCIELSKI, S.; MILIA, F. The influence of the superplasticizer on the hydration and freezing process in white cement studied by  $^1\text{H}$  spin-lattice relation time and single point imaging. **Cement and Concrete Research**. n. 30, p. 931-936, 2000.

TUUTTI, K. **Corrosion of steel in concrete**. Stockholm, 1982. 469p. Tese (Doutorado) - Swedish Cement and Concrete Research Institute.

UOMOTO, T.; TAKADA, Y. Factors affecting concrete carbonation rate. Durability of **Building Materials and Components**. Edited By S. Nagataky, T. Nireki and F. Tomosawa. 1993.

VAGHETTI, M. A. O. **Efeitos da cinza volante com cinza de casca de arroz ou sílica ativa sobre a carbonatação do concreto de cimento Portland**. 1999. 113 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria.

VAGHETTI, M. A. O.; ISAIA, G. C.; GASTALDINI, A. L. G. Influência da pré-cura ao ar dos concretos com pozolanas na carbonatação acelerada. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 43º, Foz de Iguaçu, 2001. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2001 (CD-ROM).

VENQUIARUTO, S. D; ISAIA, G. C. GASTALDINI, A. L. G. A influência do teor e da quantidade de adições minerais na carbonatação do concreto. In: Congresso Brasileiro do Cimento, 43º, Foz do Iguaçu, 2001. **Anais...** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2001 (CD-ROM).

WERNER, K.; CHEN, Y.; ODLER, I. Investigation on stress corrosion of hardened cement pastes. **Cement and Concrete Research**. n. 30, p. 1443-1451, 2000.

WOLF, J. **Estudo Sobre a Durabilidade de Concretos de Alta Resistência com Adições de Microsílica**. 1991. 145f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

WOLF, J.; DAL MOLIN, D.C.C. Carbonatação de argamassas e concretos. *In*: SIMPÓSIO SOBRE PATOLOGIA DAS EDIFICAÇÕES: Prevenção e recuperação, Porto Alegre, 1989. **Anais...** Porto Alegre: UFRGS/CPGEC, 1989.

ANEXO 1 – ANÁLISE GRANULOMÉTRICA A LASER DOS CIMENTOS  
PESQUISADOS



## PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

CILAS 1064 Liquid

Range : 0.04 mu - 500.00 mu / 100 Classes

Sample Ref	: CPV	Ultrasounds	: 60	s
Type produit	: CIMENTO	Concentration	: 76	
Client	: ANA PAULA/NORIE	Diameter at 10%	: 2.76	mu
Comments	:	Diameter at 50%	: 14.06	mu
Liquid	: ALCOOL	Diameter at 90%	: 32.14	mu
Dispersing agent	: NAO	Fraunhofer	:	
Operator	: UFRGS/CT/LAPROM/PATRICIA	Density/Factor	: -----	
Company	:	Specific surface	: -----	
Location	:	Auto. dilution/top up	: No / No	
Date : 28/01/2003	Time : 10:59:56	Nb Measur./Rins.	: 20 / 4	
Index meas.	: 1129			

Standards classes

in volume / undersize

x	0.04	0.07	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
Q3	0.04	0.13	0.20	0.51	0.92	1.26	1.60	2.05	2.63	3.34
q3	0.01	0.01	0.01	0.03	0.07	0.08	0.11	0.17	0.26	0.37
x	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20
Q3	4.05	4.71	5.30	5.83	6.29	6.72	7.44	8.04	8.54	8.96
q3	0.42	0.44	0.43	0.43	0.40	0.41	0.38	0.36	0.33	0.31
x	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00	4.30
Q3	9.34	9.71	10.08	10.45	10.85	11.27	11.70	12.15	12.62	13.36
q3	0.31	0.32	0.35	0.38	0.44	0.49	0.53	0.58	0.64	0.72
x	4.60	5.00	5.30	5.60	6.00	6.50	7.00	7.50	8.00	8.50
Q3	14.13	15.20	16.03	16.89	18.06	19.56	21.15	22.84	24.65	26.59
q3	0.80	0.90	1.00	1.10	1.19	1.32	1.51	1.72	1.97	2.25
x	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00
Q3	28.63	32.86	37.20	41.51	45.72	49.76	53.60	57.22	60.61	63.79
q3	2.51	2.82	3.20	3.48	3.70	3.83	3.91	3.94	3.93	3.91
x	19.00	20.00	21.00	22.00	23.00	25.00	28.00	30.00	32.00	34.00
Q3	66.76	69.53	72.10	74.48	76.68	80.55	85.25	87.77	89.87	91.63
q3	3.86	3.79	3.70	3.59	3.48	3.26	2.91	2.57	2.29	2.04
x	36.00	38.00	40.00	43.00	45.00	50.00	53.00	56.00	60.00	63.00
Q3	93.12	94.38	95.43	96.72	97.40	98.62	99.11	99.45	99.73	99.86
q3	1.83	1.64	1.44	1.25	1.05	0.81	0.59	0.43	0.29	0.19
x	66.00	71.00	75.00	80.00	85.00	90.00	95.00	100.0	112.0	125.0
Q3	99.94	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.12	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
x	130.0	140.0	150.0	160.0	170.0	180.0	190.0	200.0	212.0	224.0
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
x	240.0	250.0	280.0	300.0	315.0	355.0	400.0	425.0	450.0	500.0
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

x : diameter / mu    Q3 : cumulative value / %    q3 : population density / %

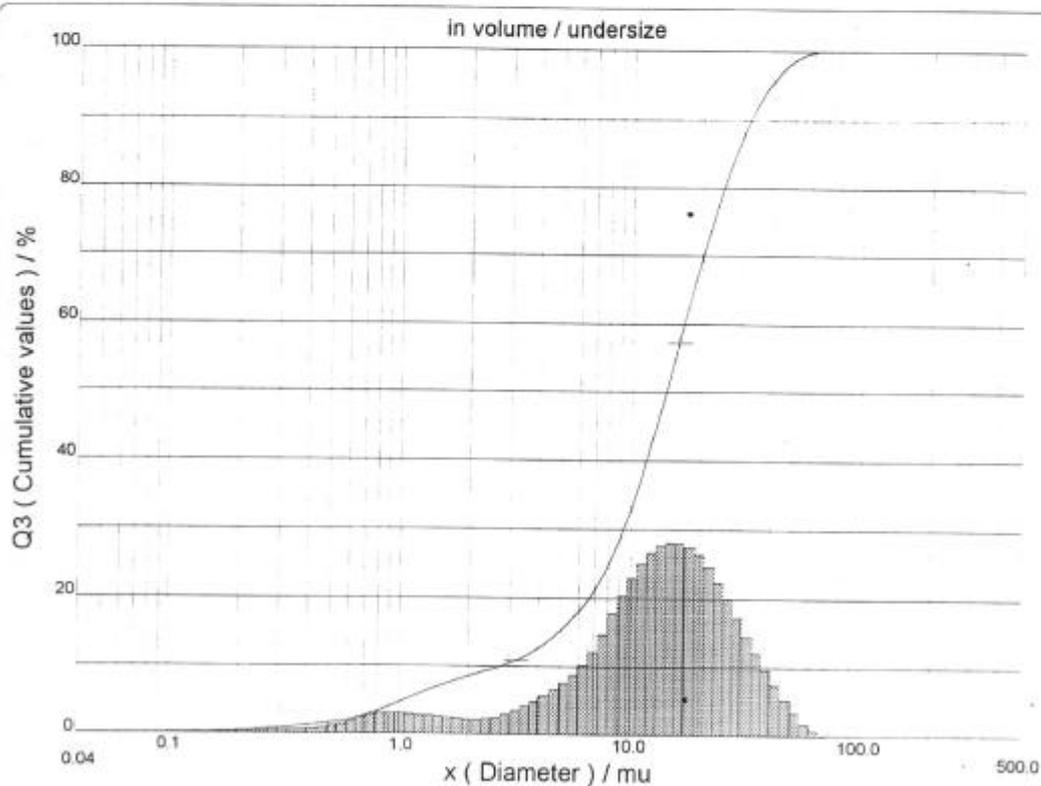


## PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

### CILAS 1064 Liquid

Range : 0.04 mu - 500.00 mu / 100 Classes

Sample Ref : CPV	Ultrasounds : 60 s
Type produit : CIMENTO	Concentration : 76
Client : ANA PAULA/NORIE	Diameter at 10% : 2.76 mu
Comments :	Diameter at 50% : 14.06 mu
Liquid : ALCOOL	Diameter at 90% : 32.14 mu
Dispersing agent : NAO	Fraunhofer
Operator : UFRGS/CT/LAPROM/PATRICIA	Density/Factor : -----
Company :	Specific surface : -----
Location :	Auto. dilution/top up : No / No
Date : 28/01/2003 Time : 10:59:56	Nb Measur./Rins. : 20 / 4
Index meas. : 1129	



Serial nb : 1

Ref : I:\44.m3.45M1818\3.36\1129\ml.20.5.10.IFl.20.5.10.Bh\Q-.0.0.0\300.0.15.p60.2.9.10.1.10.P6500.1.10.N.0\V.2.12



## PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

CILAS 1064 Liquid

Range : 0.04 mu - 500.00 mu / 100 Classes

<p>Sample Ref : CPB1          Type produit : CIMENTO          Client : ANA PAULA/NORIE          Comments :          Liquid : ALCOOL          Dispersing agent : NAO          Operator : UFRGS/CT/LAPROM/PATRICIA          Company :          Location :          Date : 28/01/2003 Time : 10:45:28          Index meas. : 1128</p>	<p>Ultrasounds : 60 s          Concentration : 100          Diameter at 10% : 1.38 mu          Diameter at 50% : 9.90 mu          Diameter at 90% : 26.87 mu          Fraunhofer          Density/Factor : -----          Specific surface : -----          Auto. dilution/top up : No / No          Nb Measur./Rins. : 20 / 4</p>
--	--

Standards classes in volume / undersize

	0.04	0.07	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
x	0.04	0.07	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
Q3	0.04	0.14	0.19	0.54	1.07	1.48	1.90	2.51	3.35	4.44
q3	0.01	0.01	0.01	0.04	0.09	0.10	0.14	0.24	0.39	0.59
x	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20
Q3	5.57	6.65	7.64	8.56	9.40	10.17	11.55	12.74	13.80	14.73
q3	0.69	0.74	0.75	0.77	0.76	0.75	0.75	0.73	0.73	0.71
x	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00	4.30
Q3	15.61	16.47	17.34	18.23	19.16	20.12	21.10	22.10	23.12	24.67
q3	0.73	0.78	0.85	0.93	1.04	1.15	1.24	1.34	1.44	1.55
x	4.60	5.00	5.30	5.60	6.00	6.50	7.00	7.50	8.00	8.50
Q3	26.22	28.28	29.80	31.28	33.21	35.53	37.77	39.96	42.11	44.23
q3	1.66	1.79	1.89	1.95	2.02	2.10	2.19	2.30	2.41	2.53
x	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00
Q3	46.32	50.38	54.25	57.92	61.37	64.60	67.61	70.41	73.01	75.42
q3	2.65	2.79	2.94	3.05	3.12	3.15	3.16	3.14	3.10	3.05
x	19.00	20.00	21.00	22.00	23.00	25.00	28.00	30.00	32.00	34.00
Q3	77.66	79.74	81.65	83.41	85.02	87.84	91.23	93.05	94.58	95.84
q3	3.00	2.93	2.83	2.74	2.62	2.45	2.16	1.91	1.72	1.50
x	36.00	38.00	40.00	43.00	45.00	50.00	53.00	56.00	60.00	63.00
Q3	96.87	97.70	98.35	99.05	99.38	99.82	99.94	100.00	100.00	100.00
q3	1.30	1.11	0.92	0.70	0.53	0.30	0.15	0.08	0.00	0.00
x	66.00	71.00	75.00	80.00	85.00	90.00	95.00	100.00	112.00	125.00
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
x	130.00	140.00	150.00	160.00	170.00	180.00	190.00	200.00	212.00	224.00
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
x	240.00	250.00	280.00	300.00	315.00	355.00	400.00	425.00	450.00	500.00
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

x : diameter / mu    Q3 : cumulative value / %    q3 : population density / %

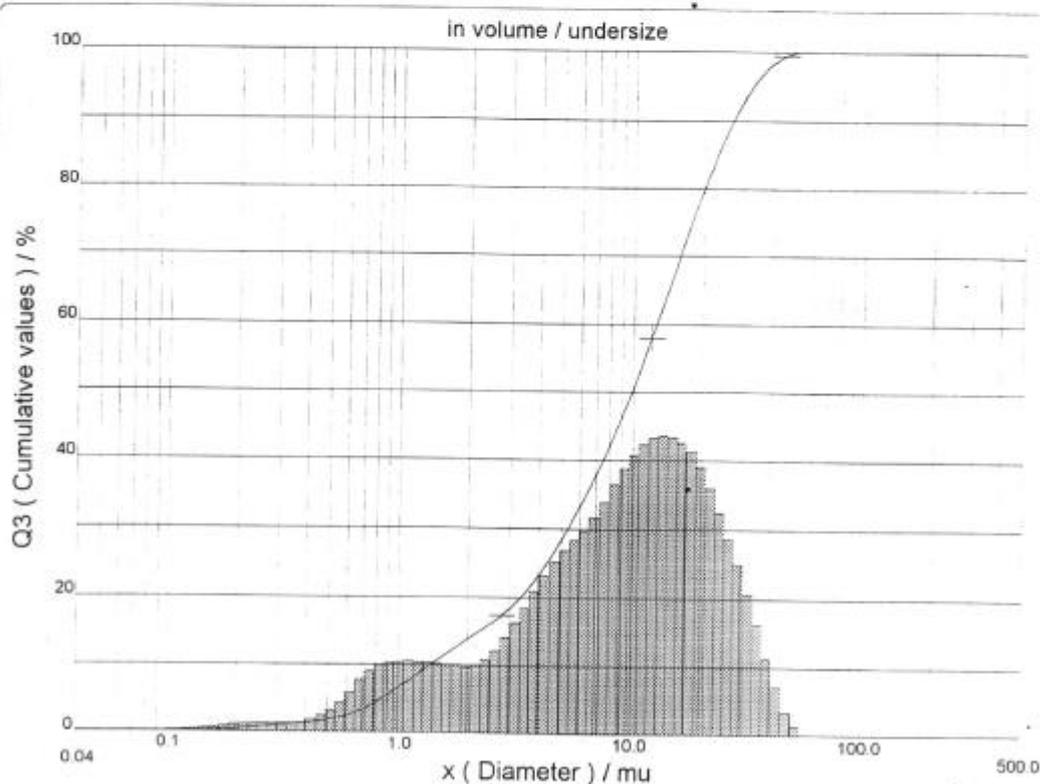


## PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

CILAS 1064 Liquid

Range : 0.04 mu - 500.00 mu / 100 Classes

Sample Ref	: CPB1	Ultrasounds	: 60	s
Type produit	: CIMENTO	Concentration	: 100	
Client	: ANA PAULA/NORIE	Diameter at 10%	: 1.38	mu
Comments	:	Diameter at 50%	: 9.90	mu
Liquid	: ALCOOL	Diameter at 90%	: 26.87	mu
Dispersing agent	: NAO	Fraunhofer		
Operator	: UFRGS/CT/LAPROM/PATRICIA	Density/Factor	-----	
Company	:	Specific surface	-----	
Location	:	Auto. dilution/top up	: No / No	
Date : 28/01/2003	Time : 10:45:28	Nb Measur./Rins.	: 20 / 4	
Index meas.	: 1128			



Serial nb : 1

Ref : 1.r44.m3.45M1818/3.36/1128/ml\_20.5.10.1Fh.20.5.10.Blv/Q-.0.0.0.0/300.0.15.g60.2.9.10.1.10.P6500.1.10.N.u/V.2.12



## PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

## CILAS 1064 Liquid

Range : 0.04 mu - 500.00 mu / 100 Classes

Sample Ref	: CPB2	Ultrasounds	: 60	s
Type produit	: CIMENTO	Concentration	: 130	
Client	: ANA PAULA/NORIE	Diameter at 10%	: 1.42	mu
Comments	:	Diameter at 50%	: 10.67	mu
Liquid	: ALCOOL	Diameter at 90%	: 28.80	mu
Dispersing agent	: NAO	Fraunhofer	:	
Operator	: UFRGS/CT/LAPROM/PATRICIA	Density/Factor	: -----	
Company	:	Specific surface	: -----	
Location	:	Auto. dilution/top up	: No / No	
Date : 28/01/2003	Time : 10:35:08	Nb Measur./Rins.	: 20 / 4	
Index meas.	: 1127			

## Standards classes in volume / undersize

x	0.04	0.07	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
Q3	0.12	0.37	0.53	1.10	1.76	2.26	2.70	3.28	4.03	4.97
q3	0.03	0.03	0.03	0.06	0.12	0.13	0.14	0.23	0.35	0.51
x	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20
Q3	5.93	6.86	7.71	8.49	9.21	9.89	11.12	12.22	13.23	14.13
q3	0.59	0.64	0.64	0.65	0.65	0.66	0.67	0.67	0.69	0.68
x	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00	4.30
Q3	15.00	15.84	16.68	17.52	18.38	19.25	20.14	21.04	21.96	23.35
q3	0.72	0.76	0.82	0.88	0.96	1.04	1.12	1.20	1.30	1.39
x	4.60	5.00	5.30	5.60	6.00	6.50	7.00	7.50	8.00	8.50
Q3	24.75	26.62	28.00	29.37	31.16	33.33	35.44	37.52	39.57	41.59
q3	1.50	1.62	1.71	1.80	1.87	1.96	2.06	2.18	2.29	2.41
x	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00
Q3	43.59	47.47	51.18	54.70	58.05	61.21	64.21	67.03	69.69	72.20
q3	2.53	2.66	2.81	2.92	3.02	3.08	3.14	3.16	3.17	3.17
x	19.00	20.00	21.00	22.00	23.00	25.00	28.00	30.00	32.00	34.00
Q3	74.58	76.80	78.86	80.77	82.52	85.56	89.21	91.14	92.76	94.11
q3	3.18	3.13	3.05	2.96	2.84	2.63	2.33	2.02	1.81	1.61
x	36.00	38.00	40.00	43.00	45.00	50.00	53.00	56.00	60.00	63.00
Q3	95.23	96.15	96.91	97.81	98.28	99.10	99.42	99.65	99.83	99.91
q3	1.41	1.23	1.07	0.90	0.75	0.56	0.40	0.30	0.19	0.12
x	66.00	71.00	75.00	80.00	85.00	90.00	95.00	100.0	112.0	125.0
Q3	99.96	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.08	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
x	130.0	140.0	150.0	160.0	170.0	180.0	190.0	200.0	212.0	224.0
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
x	240.0	250.0	280.0	300.0	315.0	355.0	400.0	425.0	450.0	500.0
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

x : diameter / mu Q3 : cumulative value / % q3 : population density / %

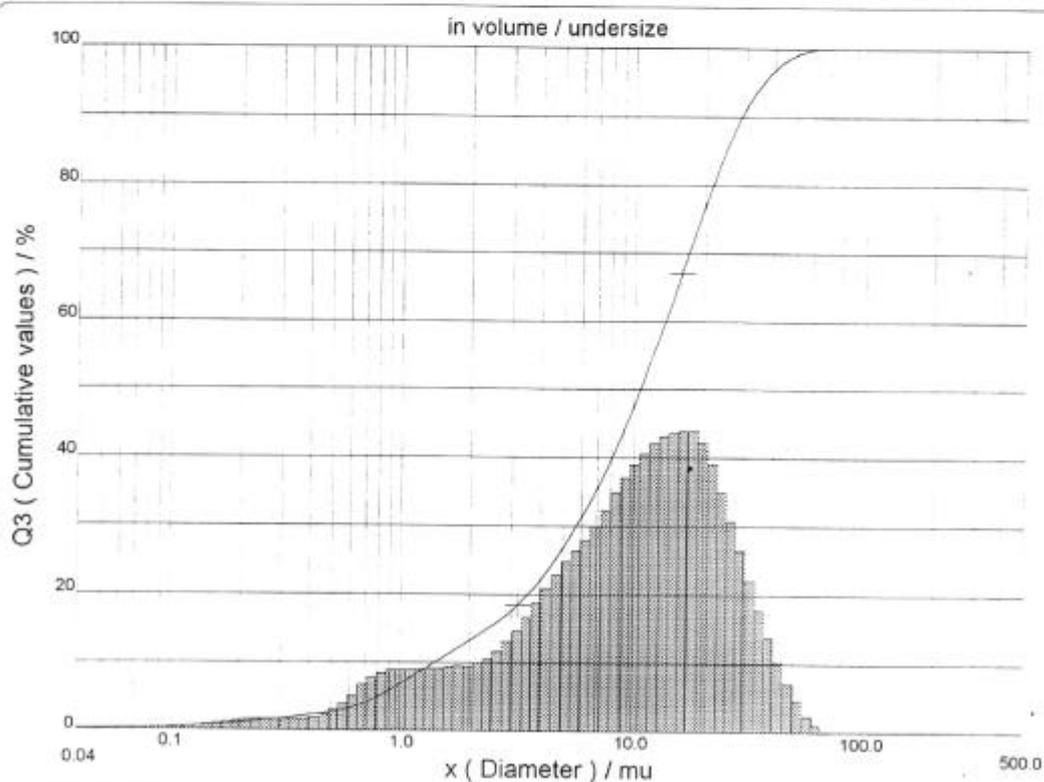


## PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

CILAS 1064 Liquid

Range : 0.04 mu - 500.00 mu / 100 Classes

Sample Ref	: CPB2	Ultrasounds	: 60	s
Type produit	: CIMENTO	Concentration	: 130	
Client	: ANA PAULA/NORIE	Diameter at 10%	: 1.42	mu
Comments	:	Diameter at 50%	: 10.67	mu
Liquid	: ALCOOL	Diameter at 90%	: 28.80	mu
Dispersing agent	: NAO	Fraunhofer		
Operator	: UFRGS/CT/LAPROM/PATRICIA	Density/Factor		-----
Company	:	Specific surface		-----
Location	:	Auto. dilution/top up	: No / No	
Date : 28/01/2003	Time : 10:35:08	Nb Measur./Rins.	: 20 / 4	
Index meas.	: 1127			



Serial nb : 1

Ref : I\_r44\_m3\_45M1818/3\_36/1127/ml\_20\_5\_10\_1Ph\_20\_5\_10\_Bb/Q-0.0.0.0/300.0.15.p60.2.9.10.1.10.P6500.1.10.N.0/V.2.12



## PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

### CILAS 1064 Liquid

Range : 0.04 mu - 500,00 mu / 100 Classes

Sample Ref : CPB3	Ultrasounds : 60 s
Type produit : CIMENTO	Concentration : 86
Client : ANA PAULA/NORIE	Diameter at 10% : 2.20 mu
Comments :	Diameter at 50% : 14.54 mu
Liquid :	Diameter at 90% : 37.52 mu
Dispersing agent : NAO	Fraunhofer
Operator : UFRGS/CT/LAPROM/PATRICIA	Density/Factor -----
Company :	Specific surface -----
Location :	Auto. dilution/top up : No / No
Date : 28/01/2003 Time : 10:11:03	Nb Measur./Rins. : 20 / 4
Index meas. : 1125	

		Standards classes									
		in volume / undersize									
x	0.04	0.07	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	
Q3	0.05	0.18	0.28	0.66	1.14	1.56	1.97	2.49	3.12	3.87	
q3	0.01	0.02	0.02	0.04	0.08	0.10	0.13	0.20	0.29	0.39	
x	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20	
Q3	4.62	5.31	5.93	6.49	6.99	7.45	8.24	8.92	9.51	10.01	
q3	0.45	0.46	0.46	0.45	0.44	0.44	0.42	0.41	0.39	0.37	
x	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00	4.30	
Q3	10.49	10.94	11.40	11.86	12.35	12.86	13.38	13.92	14.48	15.35	
q3	0.39	0.39	0.44	0.47	0.53	0.59	0.64	0.70	0.77	0.84	
x	4.60	5.00	5.30	5.60	6.00	6.50	7.00	7.50	8.00	8.50	
Q3	16.24	17.47	18.41	19.35	20.62	22.21	23.82	25.46	27.15	28.89	
q3	0.93	1.04	1.13	1.20	1.29	1.39	1.52	1.67	1.84	2.01	
x	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00	
Q3	30.66	34.25	37.85	41.40	44.87	48.23	51.46	54.55	57.49	60.28	
q3	2.17	2.39	2.65	2.86	3.04	3.18	3.29	3.36	3.40	3.43	
x	19.00	20.00	21.00	22.00	23.00	25.00	28.00	30.00	32.00	34.00	
Q3	62.92	65.41	67.74	69.92	71.95	75.61	80.22	82.81	85.08	87.07	
q3	3.43	3.41	3.35	3.29	3.20	3.08	2.85	2.63	2.47	2.30	
x	36.00	38.00	40.00	43.00	45.00	50.00	53.00	56.00	60.00	63.00	
Q3	88.82	90.36	91.72	93.45	94.43	96.37	97.24	97.94	98.64	99.03	
q3	2.15	2.00	1.86	1.68	1.51	1.29	1.05	0.89	0.71	0.56	
x	66.00	71.00	75.00	80.00	85.00	90.00	95.00	100.0	112.0	125.0	
Q3	99.32	99.65	99.81	99.92	99.97	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	
q3	0.44	0.32	0.20	0.12	0.06	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	
x	130.0	140.0	150.0	160.0	170.0	180.0	190.0	200.0	212.0	224.0	
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
x	240.0	250.0	280.0	300.0	315.0	355.0	400.0	425.0	450.0	500.0	
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

x : diameter / mu    Q3 : cumulative value / %    q3 : population density / %

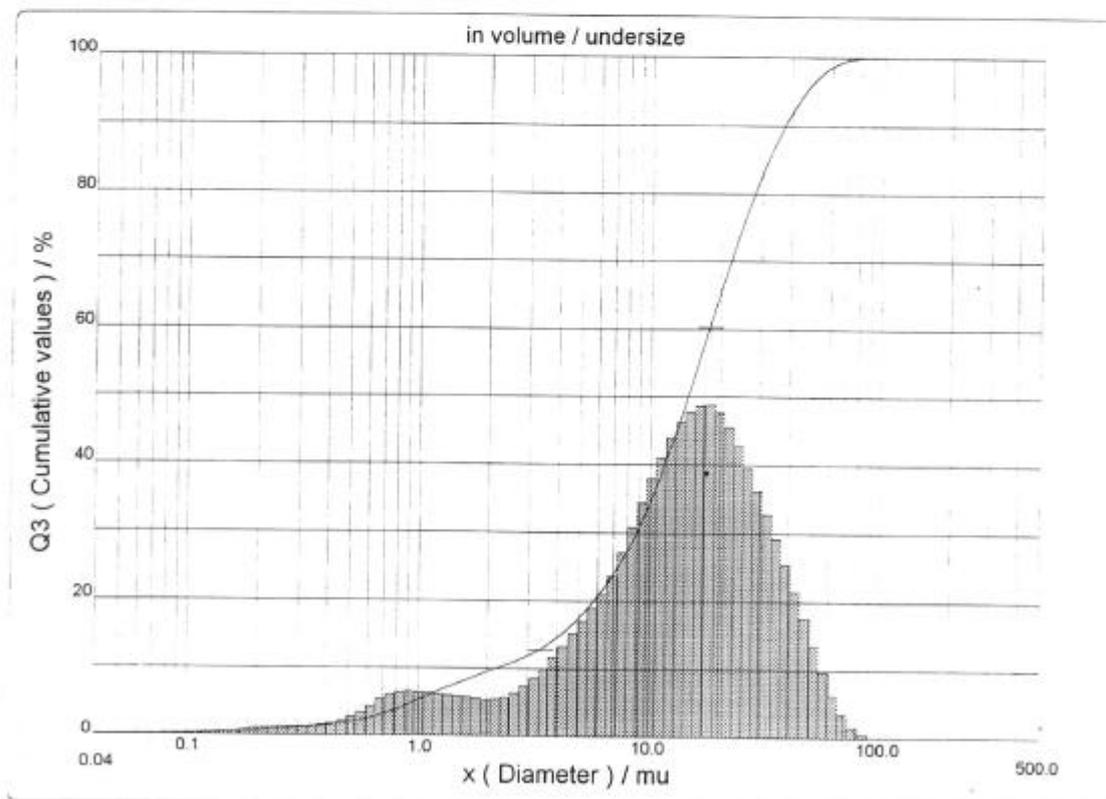


## PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

CILAS 1064 Liquid

Range : 0.04 mu - 500.00 mu / 100 Classes

Sample Ref	: CPB3	Ultrasounds	: 60	s
Type produit	: CIMENTO	Concentration	: 86	
Client	: ANA PAULA/NORIE	Diameter at 10%	: 2.20	mu
Comments	:	Diameter at 50%	: 14.54	mu
Liquid	:	Diameter at 90%	: 37.52	mu
Dispersing agent	: NAO	Fraunhofer		
Operator	: UFRGS/CT/LAPROM/PATRICIA	Density/Factor	-----	
Company	:	Specific surface	-----	
Location	:	Auto. dilution/top up	: No / No	
Date : 28/01/2003	Time : 10:11:03	Nb Measur./Rins.	: 20 / 4	
Index meas.	: 1125			



Serial nb : 1

Ref : I.r44.m3.45M1818/3.36/1125/ml.20.5.10.1Fh.20.5.10.Blv/Q-.0.0.0.0/300.0.15.g60.2.9.10.1.10.P6500.1.10.N.0/V.2.12



## PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

### CILAS 1064 Liquid

Range : 0.04 mu - 500.00 mu / 100 Classes

<p>Sample Ref : CPB4          Type produit : CIMENTO          Client : ANA PAULA/NORIE          Comments :          Liquid : ALCOOL          Dispersing agent : NAO          Operator : UFRGS/CT/LAPROM/PATRICIA          Company :          Location :          Date : 28/01/2003 Time : 10:25:11          Index meas. : 1126</p>	<p>Ultrasounds : 60 s          Concentration : 157          Diameter at 10% : 1.77 mu          Diameter at 50% : 12.17 mu          Diameter at 90% : 29.55 mu          Fraunhofer          Density/Factor : -----          Specific surface : -----          Auto. dilution/top up : No / No          Nb Measur./Rins. : 20 / 4</p>
--	---

		Standards classes					in volume / undersize				
x	0.04	0.07	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	
Q3	0.03	0.10	0.17	0.49	0.97	1.45	1.98	2.65	3.45	4.37	
q3	0.01	0.01	0.01	0.03	0.08	0.12	0.17	0.26	0.37	0.49	
x	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20	
Q3	5.28	6.11	6.85	7.49	8.06	8.57	9.42	10.11	10.68	11.15	
q3	0.55	0.56	0.55	0.52	0.51	0.49	0.45	0.42	0.39	0.35	
x	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00	4.30	
Q3	11.59	12.02	12.46	12.93	13.46	14.02	14.61	15.24	15.90	16.94	
q3	0.36	0.38	0.42	0.49	0.59	0.66	0.74	0.83	0.92	1.03	
x	4.60	5.00	5.30	5.60	6.00	6.50	7.00	7.50	8.00	8.50	
Q3	18.03	19.53	20.68	21.85	23.43	25.42	27.45	29.52	31.66	33.86	
q3	1.15	1.28	1.41	1.52	1.63	1.77	1.95	2.14	2.37	2.59	
x	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00	
Q3	36.09	40.58	45.00	49.28	53.37	57.23	60.86	64.24	67.37	70.27	
q3	2.78	3.04	3.31	3.51	3.65	3.72	3.75	3.74	3.68	3.62	
x	19.00	20.00	21.00	22.00	23.00	25.00	28.00	30.00	32.00	34.00	
Q3	72.95	75.41	77.66	79.71	81.57	84.75	88.48	90.43	92.05	93.40	
q3	3.54	3.42	3.29	3.14	2.99	2.72	2.35	2.02	1.79	1.59	
x	36.00	38.00	40.00	43.00	45.00	50.00	53.00	56.00	60.00	63.00	
Q3	94.54	95.49	96.30	97.28	97.81	98.80	99.21	99.50	99.75	99.87	
q3	1.42	1.25	1.13	0.97	0.83	0.67	0.50	0.38	0.26	0.18	
x	66.00	71.00	75.00	80.00	85.00	90.00	95.00	100.0	112.0	125.0	
Q3	99.94	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	
q3	0.11	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
x	130.0	140.0	150.0	160.0	170.0	180.0	190.0	200.0	212.0	224.0	
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
x	240.0	250.0	280.0	300.0	315.0	355.0	400.0	425.0	450.0	500.0	
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

x : diameter / mu    Q3 : cumulative value / %    q3 : population density / %

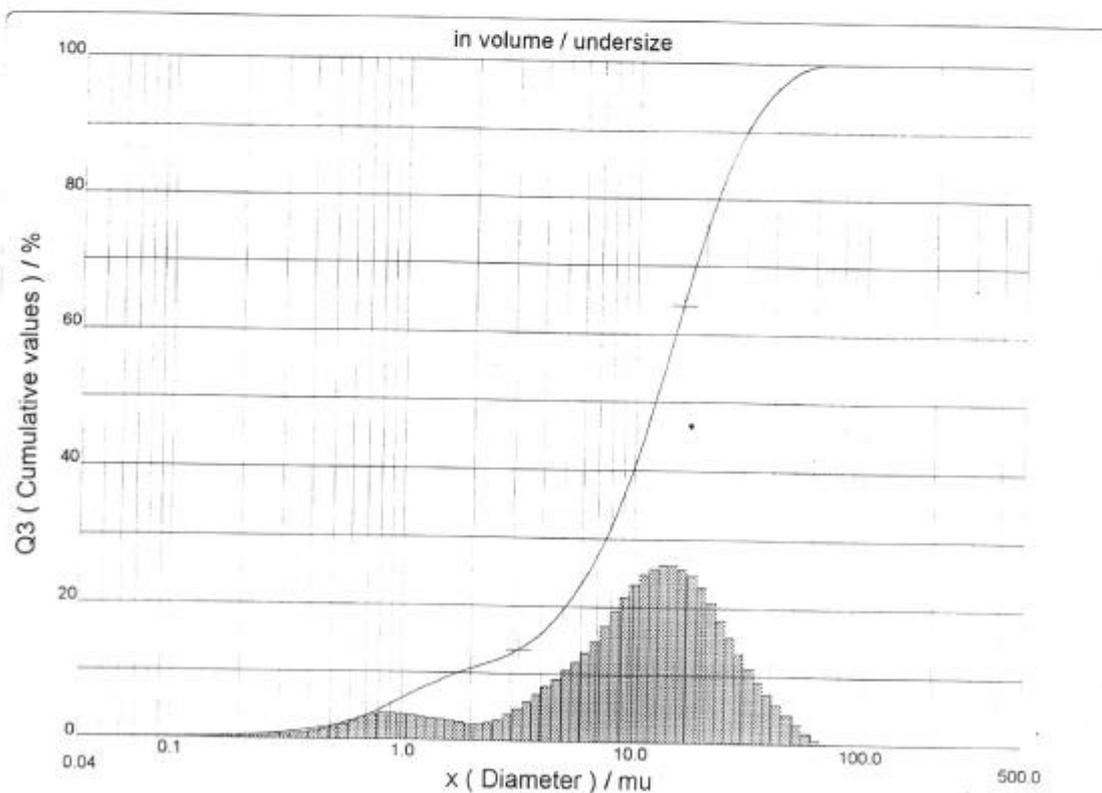


## PARTICLE SIZE DISTRIBUTION

CILAS 1064 Liquid

Range : 0.04 mu - 500.00 mu / 100 Classes

Sample Ref	: CPB4	Ultrasounds	: 60	s
Type produit	: CIMENTO	Concentration	: 157	
Client	: ANA PAULA/NORIE	Diameter at 10%	: 1.77	mu
Comments	:	Diameter at 50%	: 12.17	mu
Liquid	: ALCOOL	Diameter at 90%	: 29.55	mu
Dispersing agent	: NAO	Fraunhofer		
Operator	: UFRGS/CT/LAPROM/PATRICIA	Density/Factor	-----	
Company	:	Specific surface	-----	
Location	:	Auto. dilution/top up	: No / No	
Date : 28/01/2003	Time : 10:25:11	Nb Measur./Rins.	: 20 / 4	
Index meas.	: 1126			



Serial nb : 1

Ref : I\_r44.m3.45M1818/3.36/1126/m1.20.5.10.1Ph.20.5.10.Bh/Q-.0.0.0.0/300.0.15.g60.2.9.10.1.10.P6500.1.10.N.o/V.2.12