

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**COMPORTAMENTO FRENTE À AÇÃO DE CLORETOS  
DE CONCRETOS COMPOSTOS COM ADIÇÕES  
MINERAIS SUBMETIDOS A DIFERENTES PERÍODOS  
DE CURA**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO**

**ADRIANO PEDROSO SACIOTO**

**Santa Maria, RS, Brasil**

**2005**

**COMPORTAMENTO FRENTE À AÇÃO DE CLORETOS DE  
CONCRETOS COMPOSTOS COM ADIÇÕES MINERAIS  
SUBMETIDOS A DIFERENTES PERÍODOS DE CURA**

**por**

**Adriano Pedroso Saciloto**

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

**Orientador: Prof. Antônio Luiz Guerra Gastaldini**

**Santa Maria, RS, Brasil  
2005**

**Universidade Federal de Santa Maria  
Centro de Ciências Rurais  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil**

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

**COMPORTAMENTO FRENTE À AÇÃO DE CLORETOS DE  
CONCRETOS COMPOSTOS COM ADIÇÕES MINERAIS  
SUBMETIDOS A DIFERENTES PERÍODOS DE CURA**

elaborada por  
**Adriano Pedroso Saciloto**

como requisito parcial para obtenção do grau de  
**Mestre em Engenharia Civil**

**COMISSÃO EXAMINADORA:**

**Antônio Luiz Guerra Gastaldini, Dr.**  
(Presidente/Orientador)

**Geraldo Cechella Isaia, Dr. (UFSM)**

**Denise Carpena Coitinho Dal Molin, Dra. (UFRGS)**

Santa Maria, 27 de outubro de 2005.

## DEDICATÓRIA

Em meus pais Ademir e Margarida, encontrei o exemplo de vida e de caráter, a força, o carinho e o amor de quem é capaz de qualquer sacrifício para que nada faltasse aos filhos ou para que eles ao menos não soubessem que lhes era dado aquilo que a eles estava faltando. Deles vim, com eles estive, estarei e me encontrarei.

Nos meus irmãos Luciano, André, Marcio e Analine e em minha prima Lissandra encontro o carinho, a cumplicidade, o companheirismo e a certeza de que, apesar da distância de hoje, caminhamos por estradas que convergem a um só destino: a felicidade de cada um e de todos. No meu coração eles estão e com cada um deles um pedaço do meu coração está.

Em minha esposa Gislaine encontrei minha outra metade, o carinho, a compreensão e o amor de quem foi capaz de, mesmo que temporariamente, abrir mão da sua vida em benefício da minha.

Em meu filho Bernardo encontro a inocência, a alegria e a energia de quem quer o mundo em poucos segundos. Quantos “... agora não filho, o papai tem que terminar isto aqui...”, “... assim que eu terminar eu brinco contigo ...”, “... vai lá com a tua mãe, agora o papai não pode ...”. Quero que saibas que, para cada página escrita, uma pitada de amor e carinho a ti foi reservada.

À minha Família é que eu dedico este trabalho. Neles encontro a continuidade e a razão para viver.

## **AGRADECIMENTOS**

Esta seção é dedicada aquele grupo de pessoas e entidades que direta ou indiretamente participaram da elaboração do presente trabalho. Quer seja pelo conhecimento repassado, pelo incentivo, pela compreensão e pelo apoio moral ou financeiro, a todos o meu profundo e sincero agradecimento.

Ao meu amigo e cunhado, Adriano Sanick Padilha, pela amizade, vivência e experiência de vida transmitida.

Ao meu Orientador e amigo, Professor Gastaldini, por ter sempre acreditado em mim. Pelo profissionalismo, a compreensão e a paciência, dignos de um verdadeiro orientador.

Ao Professor Geraldo Isaia, pelo conhecimento e visão científicas transmitidos no decorrer do curso de pós-graduação.

Ao meu ex-sócio e amigo Adarci Antoniazzi, pela compreensão e experiência profissional repassada enquanto compartilhávamos dos mesmos objetivos.

Aos bolsistas Henrique Carvalho Siqueira, André Lübeck e Leonardo Felipe dos Santos Tombesi, pelo apoio e seriedade na realização dos ensaios laboratoriais.

Aos laboratoristas e membros da secretaria do LMCC, pela disponibilização das instalações e equipamentos, e o suporte na realização dos ensaios.

A UFSM e ao PPGEC pela minha formação profissional em nível de graduação e pós-graduação.

Aos colegas do GEPECON pela amizade e a troca de conhecimentos durante os trabalhos realizados.

Ao casal Cláudio e Zilá Jacobsen pela compreensão e apoio nos momentos difíceis.

Ao CNPq e a CAPES pelos recursos e bolsas concedidos, que permitiram a realização deste trabalho.

Por fim, agradeço a Deus pela saúde, paz de espírito, paciência e otimismo a mim concedidos durante o desenvolvimento deste trabalho.

*“Jesus disse: o reino de Deus está em você e a sua volta, não em mansões de madeira e pedra. Rache uma lasca de madeira e estarei lá; levante uma pedra e me encontrará.”*

*(Evangelho de São Tomé)*

*“Viver e ser feliz não é tão complicado o quanto parece. O Mundo não conspira contra nós. Existem dias em que tudo parece dar errado. Sim, apenas parece! Pois, é nas horas de dificuldades que encontramos as soluções mais criativas para os problemas do dia-a-dia. Ser realista, é preciso! Mas ser otimista é mais que necessário! Afinal, o nosso sucesso e nossa felicidade só a nós compete.”*

*(Adriano Saciloto, 2001)*

## **RESUMO**

Dissertação de Mestrado  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Federal de Santa Maria

### **COMPORTAMENTO FRENTE À AÇÃO DE CLORETOS DE CONCRETOS COMPOSTOS COM ADIÇÕES MINERAIS SUBMETIDOS A DIFERENTES PERÍODOS DE CURA**

AUTOR: ADRIANO PEDROSO SACILOTO

ORIENTADOR: ANTÔNIO LUIZ GUERRA GASTALDINI

Data e Local da Defesa: Santa Maria, 27 de outubro de 2005.

O presente trabalho teve por objetivo investigar o comportamento, frente à ação de cloretos, de concretos compostos com adições minerais, em especial a cinza de casca de arroz, quando submetidos a diferentes períodos de cura úmida (3, 7 e 28 dias). Para isto, foram utilizadas misturas com substituição, em massa, de 10%, 20% e 30% de cinza de casca de arroz (CCA), que tiveram seu desempenho comparado ao de misturas contendo 50% de escória de alto forno (EAF), 35% de cinza volante (CV) e com cimento puro (REF - sem adições). As relações água/aglomerante ( $a/ag$ ) adotadas foram 0,35, 0,50 e 0,65. A resistência à penetração de cloretos foi avaliada, aos 91 dias, através da carga total passante, segundo ASTM C1202, e do coeficiente de difusão de cloretos, de acordo com EPCANP (AASHTO T259). Os resultados obtidos indicaram que a penetração de cloretos diminuiu com a redução da relação  $a/ag$ , com a substituição do cimento pelas adições minerais e com o prolongamento do período de cura. As misturas contendo CCA e CV foram mais influenciadas pelas condições de cura do que aquelas com EAF, indicando que os efeitos negativos proporcionados pela redução do teor de aluminatos do aglomerante (menor capacidade de fixação de cloretos), devido à incorporação destas cinzas, podem ser compensados pelo prolongamento do período de cura. Para concretos de igual resistência à compressão, aqueles contendo EAF apresentaram os menores coeficientes de difusão e aqueles com 30% de CCA, os menores valores de carga passante. As resistências à compressão das misturas com CCA foram iguais ou superiores às das misturas de referência em todos os casos estudados, sendo aquelas com 20% de substituição as de melhor desempenho. O cruzamento dos dados mostrou que as correlações entre as variáveis investigadas não são válidas quando analisados concretos com diferentes adições minerais. Entretanto, para cada tipo de aglomerante, existem fortes correlações entre a resistência à compressão *versus* coeficiente de difusão, resistência à compressão *versus* carga passante e coeficiente de difusão *versus* carga passante (coeficientes de determinação entre 0,85 e 1,00).

## **ABSTRACT**

Master's Thesis  
Program of Postgraduation in Civil Engineering  
Federal University of Santa Maria, RS, Brazil

### **THE EFFECT OF CHLORIDES ON THE BEHAVIOR OF CONCRETE COMPOSITIONS WITH MINERAL ADDITIONS AND DIFFERENT CURING PERIODS**

AUTHOR: ADRIANO PEDROSO SACIOTO  
THESIS ADVISOR: ANTÔNIO LUIZ GUERRA GASTALDINI

This study aimed to investigate the effect of chlorides on the behavior of concrete compositions with mineral additions, especially the rice husk ash, that were wet cured for 3, 7 and 28 days. The performance of samples with substitutions of 10%, 20% and 30% of rice husk ash (RHA) for cement b/w was compared with samples with 50% blast furnace slag (BFS), 35% fly ash (FA) and plain cement (REF – no additions). The water/binder (w/b) ratios used were 0.35, 0.50 and 0.65. Chloride permeability at 91 days was determined by measuring the total electrical charge passed according to ASTM C1202 (Rapid Chloride Penetration Test) and the chloride diffusion coefficient was measured according to EPCANP (AASHTO T259 – 90-day Ponding Test). Results show a reduction in chloride penetration for lower w/b ratios. The same is observed when cement is substituted with mineral additions and when the curing period is extended. Mixtures with RHA and FA appear to be more susceptible to the curing conditions than those with BFS. This suggests that the detrimental effects of the reduction in the concentration of aluminates in the binder (reduced chloride retention capacity) caused by the addition of ash can be offset by increased curing periods. For concrete samples of equal compressive strength values, those with BFS showed the lowest chloride diffusion coefficients with samples with 30% RHA showing the lowest charge passed values. Compressive strength values for samples with RHA were equal to or greater than those of the reference sample in all conditions of the test, and the samples with 20% substitutions showed the best performance. Statistical analysis showed that the correlations between the variables in the study are not valid when concrete samples with different mineral additions are investigated. However, within the same type of binder there are sound correlations between compressive strength vs. charge passed values and diffusion coefficient vs. charge passed (determination coefficients between 0.85 and 1.00).

## LISTA DE FIGURAS

- Figura 1:** Impacto ambiental da Indústria do Concreto, devido ao aumento populacional e ao uso do CAD com adições minerais em substituição ao concreto convencional ..... 27
- Figura 1.1** - Modelo esquemático da vida útil das estruturas de concreto baseado nos modelos propostos por TUUTTI (1982, *apud* ANDRADE, 1992) e HELENE (1993b). (a) vida útil de projeto; (b) vida útil de serviço ou de utilização; (c) vida útil total; (d) vida útil residual. 35
- Figura 1.2** – Modelo da célula de corrosão no concreto - ANDRADE (2001) ..... 37
- Figura 1.3** – Influência do teor de umidade sobre o risco de corrosão, considerando o concreto de cobrimento. Figura adaptada de (CEB, 1993, *apud* ANDRADE, 2001) ..... 40
- Figura 1.4** – Deterioração prematura em estruturas sujeitas ao ambiente marinho, no litoral de Portugal. a) deterioração típica das paredes dos *docks* após 10 anos de exposição; b) corrosão em barras de aço de protensão em dutos com falhas de concretagem (COSTA & APPLETON, 2002) ..... 44
- Figura 1.5** – Correlações entre carga passante e a corrente inicial (a) e carga passante e a variação da temperatura (b), durante o teste rápido de penetração de cloretos (CALÇADA *et al*, 2002) ..... 49
- Figura 1.6** – Coeficiente de penetração de ions cloreto para a região da estrutura situada na zona de névoa: a) através dos perfis medidos *in loco*; b) previsto considerando do grau de saturação e a superfície de ataque; c) previsto não considerando o grau de saturação e a superfície de ataque (GUIMARÃES & HELENE, 2002) ..... 52
- Figura 2.1:** Influência das condições de cura na ocorrência da retração autógena – adaptado de AÏTCIN (2003) ..... 55
- Figura 2.2:** Tipo de polímero superabsorvente que é utilizado no concreto com água incorporada. A figura compara as partículas do polímero no estado natural (seca) e após a absorção de água (JENSEN & HANSEN, 2001) ..... 58
- Figura 2.3:** Regimes de cura mais apropriados durante o decurso das reações de hidratação – adaptado de AÏTCIN (2000) ..... 59
- Figura 2.4** - Detalhes das microestruturas dos concretos com cimento CP V-ARI, com relação a/ag igual a 0,45, aos 3 dias de idade, curados em diferentes temperaturas ..... 61
- Figura 2.5** – Variação da resistência à compressão de concretos submetidos a diferentes combinações de ciclos de cura em câmara úmida e ao ar (BATTAGIN *et al*, 2002) ..... 63
- Figura 2.6** – Evolução da absorção de água por capilaridade, aos 120 dias, em função da raiz quadrada do tempo (LORENZETTI, 2002 *apud* LORENZETTI, 2003) ..... 65
- Figura 2.7** – Relação entre resistência à compressão, aos 28 dias, com a profundidade de carbonatação, aos 63 dias, para argamassas submetidas à carbonatação acelerada após 7 e 28 dias de cura por imersão, para os cimentos CP I e CP IV (PAULETTI *et al*, 2004) ..... 66

|  |     |
|--|-----|
| <b>Figura 2.8</b> – Influência dos ciclos de cura na profundidade de carbonatação acelerada após 4 semanas do término da cura .....  | 66  |
| <b>Figura 2.9</b> – Influência da temperatura de cura no coeficiente de difusão de cloretos (a) e na vida útil da estrutura (b) .....  | 68  |
| <b>Figura 2.10</b> – Corpos-de-prova após ensaio de corrosão acelerada em solução com 4% de cloreto de sódio (GÜNEYISI <i>et al</i> , 2004) .....  | 69  |
| <b>Figura 3.1</b> – Benefícios obtidos com o aproveitamento da casca do arroz como biomassa e utilização das cinzas como adição mineral para a produção de concreto .....  | 73  |
| <b>Figura 3.2</b> – Resistência à compressão em função da idade. Figura adaptada de RODRÍGUEZ DE SENSEALE & REINA (2004) .....   | 83  |
| <b>Figura 3.3</b> – Hidróxido de cálcio remanescente em função do teor de substituição de CCA para concretos com relações a/ag 0,35 (a) e 0,45 (b). Figura adaptada de FENG <i>et al</i> (2003) .....                          | 84  |
| <b>Figura 3.4</b> – Coeficiente de difusão de ions cloreto em concretos contendo escória de alto forno. Figura adaptada de YEAU & KIM (2005) .....   | 85  |
| <b>Figura 4.1:</b> Curva granulométrica do agregado miúdo .....  | 90  |
| <b>Figura 4.2:</b> Curva granulométrica do agregado graúdo .....   | 91  |
| <b>Figura 4.3:</b> Metodologia do EPCANP .....   | 96  |
| <b>Figura 4.4:</b> Gráfico auxiliar para determinação do coeficiente $k$ de difusão de cloretos através da medida da profundidade de penetração ao longo do tempo .....  | 97  |
| <b>Figura 5.1</b> – Resistência à compressão axial, aos 28 dias, para as misturas investigadas, com períodos de cura úmida de 3, 7 e 28 dias .....   | 100 |
| <b>Figura 5.2</b> – Resistência à compressão axial, aos 91 dias, para as misturas investigadas, com períodos de cura úmida de 3, 7 e 28 dias .....   | 101 |
| <b>Figura 5.3</b> – Evolução da resistência à compressão axial com a idade do concreto, de acordo com a relação a/ag e período de cura úmida .....   | 104 |
| <b>Figura 5.4</b> – Taxa de Desempenho da Adição $TDA_{AD}$ (%), aos 28 dias, em função da relação a/ag e do período de cura adotados, para todas as misturas em que parte do cimento foi substituído por adição mineral ..... | 107 |
| <b>Figura 5.5</b> – Taxa de Desempenho da Adição $TDA_{AD}$ (%), aos 91 dias, em função da relação a/ag e do período de cura adotados, para todas as misturas em que parte do cimento foi substituído por adição mineral ..... | 108 |
| <b>Figura 5.6</b> – Correlação entre resistência à compressão axial e relação água/aglomerante aos 28 (linhas cheias) e 91 (linhas tracejadas) dias de idade, em função dos períodos de cura úmida de 3, 7 e 28 dias .....     | 110 |

|   |     |
|---|-----|
| <b>Figura 5.7</b> – Influência do período de cura úmida (3, 7 e 28 dias) na resistência à compressão axial aos 28 dias de idade, em função da relação água/aglomerante, para todas as misturas investigadas, medida através da Taxa de Desempenho de Cura – $TDC_{AD}$ (%) .....  | 112 |
| <b>Figura 5.8</b> – Influência do período de cura úmida (3, 7 e 28 dias) na resistência à compressão axial aos 91 dias de idade, em função da relação água/aglomerante, para todas as misturas investigadas, medida através da Taxa de Desempenho de Cura – $TDC_{AD}$ (%) .....  | 113 |
| <b>Figura 5.9</b> – Coeficientes de difusão de cloretos resultantes do Ensaio de Penetração de Cloretos por Aspersão de Nitrato de Prata – EPCANP, de acordo com a relação a/ag e o período de cura .....   | 117 |
| <b>Figura 5.10</b> – Taxa de Desempenho da Adição, quanto à redução do coeficiente de difusão de íons cloreto $TDA^k_{AD}$ (%) das diversas misturas investigadas, de acordo com a relação a/ag e o período de cura .....   | 120 |
| <b>Figura 5.11</b> – Influência da variação do período de cura sobre o valor do coeficiente de difusão de íons cloreto das diversas misturas investigadas, em função da relação a/ag ....   | 123 |
| <b>Figura 5.12</b> – Taxa de Desempenho da Cura, quanto à redução do coeficiente de difusão de íons cloreto $TDC^k_{AD}$ (%) das diversas misturas investigadas, de acordo com a relação a/ag e o período de cura .....   | 125 |
| <b>Figura 5.13</b> – Carga Total Passante medida através do Teste Rápido de Penetração de Cloretos – TRPC, para as misturas investigadas, na idade de 91 dias, de acordo com a relação a/ag e o período de cura,. Ao lado de cada gráfico está representada a classificação dos concretos de acordo com a penetração de cloretos proposta pela ASTM C1202 ..... | 128 |
| <b>Figura 5.14</b> – Taxa de Desempenho da Adição, quanto à redução da carga total passante medida no TRPC - ASTM C1202, de acordo com a relação a/ag e o período de cura .....   | 132 |
| <b>Figura 5.15</b> – Variação da Carga Total Passante de cada mistura investigada, aos 91 dias, em função da relação água/aglomerante e do tempo de cura úmida .....  | 134 |
| <b>Figura 5.16</b> – Taxa de Desempenho da Cura, quanto à redução da carga total passante das diversas misturas investigadas, de acordo com a relação a/ag e o período de cura .....  | 135 |
| <b>Figura 5.17</b> – Relação entre a resistência à compressão axial e a carga total passante, aos 91 dias de idade, em igualdade de relação a/ag, para todas as misturas e períodos de cura investigados .....  | 138 |
| <b>Figura 5.18</b> – Curvas de correlação entre a resistência à compressão axial e a carga total passante para as diversas misturas testadas, em função do período de cura. As curvas seguem a equação geral $Q = a.fc + b$ , cujos coeficientes $a$ e $b$ são apresentados abaixo de cada gráfico. $r^2$ é o coeficiente de determinação .....                 | 139 |
| <b>Figura 5.19</b> – Relação entre a resistência à compressão axial e o coeficiente de difusão de cloretos, aos 91 dias de idade, em igualdade de relação a/ag, para todas as misturas e períodos de cura investigados .....  | 140 |

**Figura 5.20** – Curvas de correlação entre a resistência à compressão axial e coeficiente de difusão de cloretos para as diversas misturas testadas, em função do período de cura. As curvas seguem a equação geral  $k = a \cdot fc + b$ , cujos coeficientes  $a$  e  $b$  são apresentados abaixo de cada gráfico.  $r^2$  é o coeficiente de determinação ..... 141

**Figura 5.21**– Relação entre a carga total passante e o coeficiente de difusão de cloretos, aos 91 dias de idade, em igualdade de relação  $a/ag$ , para todas as misturas e períodos de cura investigados. Na parte superior do gráfico está representada a classificação dos concretos quanto à penetração de cloretos – ASTM C1202 ..... 143

**Figura 5.22** – Curvas de correlação entre a carga total passante e o coeficiente de difusão de cloretos para as diversas misturas testadas, em função do período de cura. As curvas seguem a equação geral  $k = a \cdot Q + b$ , cujos coeficientes  $a$  e  $b$  são apresentados abaixo de cada gráfico.  $r^2$  é o coeficiente de determinação ..... 144

**Figura 5.23** – Curvas de resistência à compressão *versus* relação água/aglomerante, em função do período de cura, para todas as misturas, na idade de 28 dias. As linhas tracejadas definem as relações  $a/ag$  limites para um nível de resistência de 30 MPa ..... 147

**Figura 5.24** – Curvas de resistência à compressão *versus* relação água/aglomerante, em função do período de cura, para todas as misturas, na idade de 91 dias. As linhas tracejadas definem as relações  $a/ag$  limites para um nível de resistência de 60 MPa ..... 148

**Figura 5.25** – Consumo de aglomerante por  $m^3$  de concreto para as diversas misturas, nos níveis de resistência de 30 MPa e 60 MPa e sua variação de acordo com o período de cura considerado ..... 149

**Figura 5.26** – Variação da Carga Total Passante em concretos com níveis de resistência de 30 MPa e 60 MPa, de acordo com o período de cura considerado. Ao lado de cada gráfico é representada a classificação dos concretos quanto à penetração de cloretos, segundo a ASTM C1202 ..... 151

**Figura 5.27** – Variação do Coeficiente de difusão de cloretos em concretos com níveis de resistência de 30 MPa e 60 MPa, em função do período de cura considerado ..... 153

**Figura 5.28** – Resistência à compressão axial, aos 91 dias, correspondente a um coeficiente de difusão de  $2,25 \text{ mm}/(\text{semanas})^{1/2}$ , para cada mistura, em função do período de cura úmida. A barras vazadas não são válidas por excederem os limites de extrapolação das curvas de regressão ..... 159

**Figura 5.29** – Consumo de aglomerante por  $m^3$  de concreto correspondente a um coeficiente de difusão de  $2,25 \text{ mm}/(\text{semana})^{1/2}$ , para cada mistura, em função do período de cura úmida. A barras vazadas não são válidas por excederem os limites de extrapolação das curvas de regressão ..... 160

## LISTA DE QUADROS

|   |     |
|---|-----|
| <b>Quadro 1.1</b> – Classes de Agressividade Ambiental (HELENE, 1997) .....   | 41  |
| <b>Quadro 1.2</b> – Classes de Agressividade do Ambiente em Função das Condições de Exposição (HELENE, 1997) .....  | 42  |
| <b>Quadro 2.1</b> – Tempo de cura mínimo, em função do tipo de cimento e da relação a/ag do concreto, de acordo com BATTAGIN et al (2002) .....   | 58  |
| <b>Quadro 3.1</b> – Potencial de geração de cinza de casca de arroz no Brasil e no Mundo, calculados a partir da produção do cereal, durante a safra de 2004 .....  | 73  |
| <b>Quadro 3.2</b> – Estimativa de produção de cinza volante no Brasil e no Mundo .....  | 75  |
| <b>Quadro 3.3</b> – Composição química característica de algumas escórias .....   | 78  |
| <b>Quadro 3.4</b> – Produção potencial de escória de alto forno, calculada a partir do total de ferro gusa produzido no ano de 2003 .....   | 78  |
| <b>Quadro 5.1</b> – Resultados de resistência à compressão axial (MPa), coeficientes de Abrams e de determinação das misturas investigadas aos 28 e 91 dias de idade, de acordo com a relação a/ag e período de cura (dias) em câmara úmida .....   | 99  |
| <b>Quadro 5.2</b> – Valores de TRF(%) individuais, média individual (Mi) e média de cada conjunto (MC) de misturas, para as três relações água/aglomerante utilizadas .....   | 103 |
| <b>Quadro 5.3</b> – Valores de $TDA_{AD}$ (%), aos 28 e 91 dias de idade, em função do período de cura e da relação a/ag utilizados, para todas as misturas investigadas .....  | 106 |
| <b>Quadro 5.4</b> – Coeficientes de difusão de cloretos (EPCANP), de acordo com a relação a/ag e período de cura em câmara úmida .....  | 116 |
| <b>Quadro 5.5</b> – Valores de $TDA_{AD}^k$ (%), em função do período de cura e da relação a/ag utilizados, para todas as misturas investigadas .....   | 119 |
| <b>Quadro 5.6</b> – Resultados de Carga Total Passante derivados do Teste Rápido de Penetração de Cloretos - TRPC (ASTM C1202) e coeficientes de Abrams e de determinação das misturas investigadas, aos 91 dias de idade, de acordo com a relação a/ag e período de cura em câmara úmida ..... | 127 |
| <b>Quadro 5.7</b> – Classificação dos concretos quanto à penetração de cloretos em função da carga total passante derivada do TRPC, proposta pela ASTM C1202 .....  | 127 |
| <b>Quadro 5.8</b> – Taxas de Desempenho das Adições, quanto à redução da carga total passante, das misturas investigadas, aos 91 dias de idade, em função do período de cura e da relação a/ag utilizados .....   | 130 |

|   |     |
|---|-----|
| <b>Quadro 5.9</b> – Classificação das misturas investigadas quanto à penetração de cloretos, de acordo com os critérios da ASTM C1202 .....   | 137 |
| <b>Quadro 5.10</b> – Coeficientes $a$ , $b$ e $r^2$ das curvas de correlação entre o coeficiente de difusão $k$ e a relação água/aglomerante, para as misturas investigadas, em função do período de cura .....   | 145 |
| <b>Quadro 5.11</b> – Relações água/aglomerante, consumo de aglomerante, coeficiente de difusão e carga total passante, calculados para os níveis de resistência à compressão de 30MPa e 60MPa .....   | 146 |
| <b>Quadro 5.12</b> – Tempo necessário para que os íons cloretos migrem através do revestimento até atingirem a camada de passivação do aço ( $t_m$ , em anos), calculados a partir dos coeficientes de difusão obtidos no Ensaio de Penetração de Cloretos por Aspersão de Nitrato de Prata (EPCANP), para os níveis de resistência à compressão de 30MPa e 60MPa ..... | 155 |
| <b>Quadro 5.13</b> – Valores de relação água/aglomerante, resistência à compressão axial, consumo de aglomerante e carga total passante, aos 91 dias de idade, correspondentes a um coeficiente de difusão $k$ igual a $2,25 \text{ mm}/(\text{sem})^{1/2}$ .....   | 158 |

## LISTA DE TABELAS

|  |    |
|--|----|
| <b>Tabela 4.1:</b> Características físico-químicas e mecânicas do cimento .....  | 88 |
| <b>Tabela 4.2:</b> Características físicas e químicas das adições minerais .....                                       | 89 |
| <b>Tabela 4.3:</b> Características físicas dos agregados .....   | 90 |
| <b>Tabela 4.4:</b> Proporcionamento das adições minerais em cada mistura aglomerante .....                             | 91 |
| <b>Tabela 4.5:</b> Traços unitários utilizados na dosagem dos concretos de referência .....                            | 92 |
| <b>Tabela 4.6:</b> Consumo de materiais por m <sup>3</sup> de concreto correspondente a cada mistura aglomerante ..... | 93 |

## LISTA DE ABREVIATURAS

- a/c** – relação água/cimento
- a/ag** – relação água/aglomerante
- AFm** – Monosulfato
- AFt** – Etringita
- AgNO<sub>3</sub>** – Nitrato de prata
- Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>** – Óxido de alumínio (alumina)
- °C** – Graus centígrados
- C<sub>3</sub>A** – Aluminato tri-cálcico
- C<sub>4</sub>AF** – Ferro-aluminato tetra-cálcico
- C<sub>2</sub>S** – Silicato di-cálcico
- C<sub>3</sub>S** – Silicato tri-cálcico
- C** – Consumo de aglomerante
- Ca<sup>2+</sup>** – Íon cálcio
- CaCO<sub>3</sub>** – Carbonato de cálcio
- CAD** – Concreto de Alto Desempenho
- CaO** – Óxido de cálcio (cal)
- Ca(OH)<sub>2</sub>** – Hidróxido cálcio
- CaSO<sub>4</sub>** – Sulfato de cálcio
- CCA** – Cinza de Casca de Arroz
- CEB** – Comitê Euro-International du Béton
- CELESC** – Centrais Elétricas de Santa Catarina S.A.
- C-H** – Hidróxido de cálcio
- Cl<sup>-</sup>** – Íon cloreto
- Cl/OH<sup>-</sup>** - Relação iônica entre cloreto e hidroxila
- CO<sub>2</sub>** – Dióxido de carbono
- CO<sub>2eq</sub>** – Dióxido de carbono equivalente
- cp** – Corpo-de-prova
- CP** – Cimento Portland
- C/S** – Relação cálcio/sílica
- C-S-H** – Silicato de cálcio

**Q** – Carga total passante

**CV** – Cinza Volante

**e** – Elétron

**EAF** – Escória de Alto Forno

**EPCANP** – Ensaio de Penetração de Cloretos por Aspersão de Nitrato de Prata

**Fe** – Ferro

**Fe<sup>++</sup>** – Íon Ferro

**Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>** – Óxido férrico (ferrugem)

**Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>H<sub>2</sub>O** – Hidróxido de ferro hidratado

**FeCl<sub>2</sub>** e **FeCl<sub>3</sub>**– Cloretos de ferro

**Fe(OH)<sub>2</sub>** e **Fe(OH)<sub>3</sub>**– Hidróxidos de ferro

**FeSi** – Ferro-silício

**GS** – Grau de Saturação do Concreto

**H<sub>2</sub>O** – Água

**H<sub>2</sub>S** – Gás sulfídrico

**k** – Coeficiente de difusão de cloretos, em mm/(semana)<sup>1/2</sup>

**K<sup>+</sup>** – Íon potássio

**K<sub>2</sub>O** – Óxido de potássio

**log** – Logarítmo na base 10

**Mt** – Mega tonelada (10<sup>6</sup> ton)

**MC** – Média do conjunto

**Mi** – Média individual

**MgO** – Óxido de magnésio

**MnO** – Óxido de manganês

**MPa** – Mega Pascal

**Na<sup>+</sup>** – Íon sódio

**NaCl** – Cloreto de sódio **O<sub>2</sub>** – Oxigênio

**NaSO<sub>4</sub>** – Sulfato de sódio

**OH<sup>-</sup>** – Íon hidroxila

**P<sub>2</sub>O<sub>5</sub>** – Pentóxido de difósforo

**pH** – Potencial de hidrogênio

**ppm** – parte por milhão

**r** – Coeficiente de correlação

**r<sup>2</sup>** – Coeficiente de determinação

**fc** – Resistência à compressão axial

**REF** – Mistura de Referência

**SA** – Sílica Ativa

**Si** – Silício metálico

**Si<sup>4+</sup>** - Íons silício

**SiO<sub>2</sub>** – Dióxido de silício

**SO<sub>2</sub>** – Dióxido de enxofre

**SO<sub>3</sub>** – Trióxido de enxofre

**SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>** – Íons sulfato

**s.m.c** – Sobre a massa de cimento

**TDA<sub>AD</sub>** – Taxa de Desempenho da Adição, quanto à resistência à compressão, em %

**TDA<sup>k</sup><sub>AD</sub>** – Taxa de Desempenho da Adição, quanto ao coeficiente de difusão, em %

**TDA<sup>C</sup><sub>AD</sub>** – Taxa de Desempenho da Adição, quanto à carga passante, em %

**TDC<sub>AD</sub>** – Taxa de Desempenho da Adição, quanto à resistência à compressão, em %

**TDC<sup>k</sup><sub>AD</sub>** – Taxa de Desempenho da Adição, quanto ao coeficiente de difusão, em %

**TDC<sup>C</sup><sub>AD</sub>** – Taxa de Desempenho da Adição, quanto ao quanto à carga passante, em %

**tm** – Tempo de migração

**TRF** – Taxa de Resistência Final, em %

**TRPC** – Teste Rápido de Penetração de Cloretos

**UR** – Umidade relativa

**V** – Volt

**φ<sub>med</sub>** – Diâmetro médio

## SUMÁRIO

RESUMO

ABSTRACT

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE QUADROS

LISTA DE TABELAS

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

**INTRODUÇÃO** ..... 23

**CAPÍTULO 1 – MECANISMO DE AÇÃO DOS ÍONS CLORETO E SUA INFLUÊNCIA NA DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO** ..... 31

**1.1 – Introdução** ..... 31

**1.2 – Mecanismos de transporte no concreto** ..... 31

1.2.1 – Permeabilidade ..... 32

1.2.2 – Absorção capilar ..... 32

1.2.3 – Difusão e migração ..... 33

1.2.4 – Mecanismos combinados ..... 33

**1.3 – O processo de corrosão das armaduras** ..... 34

1.3.1 – Princípios gerais ..... 34

1.3.2 – Carbonatação ..... 36

1.3.3 – Penetração de íons cloreto ..... 36

1.3.3.1 – Fontes e teores críticos de cloretos ..... 38

1.3.3.2 – Fatores que influenciam o ingresso de íons cloreto no concreto .. 39

1.3.3.2.1 – Fatores ambientais ..... 39

1.3.3.2.1.1 – Temperatura ..... 39

1.3.3.2.1.2 – Umidade relativa ..... 40

1.3.3.2.2 – Condições de exposição ..... 41

1.3.3.2.2.1 – Concentração superficial ..... 41

1.3.3.2.2.2 – Estruturas de concreto armado em ambiente marinho 43

1.3.3.2.3 – Fatores inerentes ao concreto ..... 44

1.3.3.2.3.1 – Relação água/aglomerante ..... 45

|   |    |
|---|----|
| 1.3.3.2.3.2 – Composição química do cimento e das adições .....   | 46 |
| 1.3.4 – Métodos para determinação da resistência à penetração de cloretos do concreto .....   | 48 |
| 1.3.4.1 – Considerações sobre o Teste Rápido de Penetração de Cloretos – TRPC (ASTM C1202) .....  | 48 |
| 1.3.4.2 – Relação entre os métodos para determinação da resistência à penetração de cloretos no concreto e suas implicações na previsão da vida útil das estruturas ..... | 50 |

## **CAPÍTULO 2 – IMPORTÂNCIA DA CURA NA MELHORIA DA QUALIDADE E DURABILIDADE DO CONCRETO .....**

|   |           |
|---|-----------|
| <b>2.1 – Introdução .....</b>   | <b>53</b> |
| <b>2.2 – Tipos e procedimentos de cura .....</b>  | <b>55</b> |
| 2.2.1 – Recomendações quanto ao período mínimo de cura .....  | 58        |
| <b>2.3 – Influência dos procedimentos de cura na microestrutura, nas propriedades mecânicas e na durabilidade do concreto .....</b> | <b>60</b> |
| 2.3.1 – Efeitos da cura na microestrutura do concreto .....   | 60        |
| 2.3.2 – Efeitos da cura nas propriedades físicas e mecânicas do concreto .....  | 61        |
| 2.3.3 – Efeitos da cura nas propriedades de durabilidade do concreto .....  | 64        |
| 2.3.3.1 – Permeabilidade, absorção, difusão de oxigênio e carbonatação ..   | 64        |
| 2.3.3.2 – Efeitos da cura na resistência à penetração de cloretos .....   | 67        |
| 2.3.3.3 – Efeitos da cura na resistividade elétrica do concreto e no potencial de corrosão da armadura .....                        | 68        |

## **CAPÍTULO 3 – O USO DAS ADIÇÕES MINERAIS E SUAS INFLUÊNCIAS NA MELHORIA DAS PROPRIEDADES DO CONCRETO .....**

|  |           |
|--|-----------|
| <b>3.1 – Introdução .....</b>  | <b>70</b> |
| <b>3.2 – Estrutura do concreto .....</b>                                   | <b>70</b> |
| <b>3.3 – Uso das adições minerais no concreto .....</b>                    | <b>71</b> |
| 3.3.1 – Tipos de adições minerais .....                                    | 72        |
| 3.3.1.1 – Cinza de casca de arroz – CCA .....                              | 72        |
| 3.3.1.2 – Cinza volante – CV .....   | 75        |
| 3.3.1.3 – Escória de alto forno – EAF .....                                | 77        |
| 3.3.2 – Mecanismos de hidratação do cimento e as reações pozolânicas ..... | 78        |

|  |            |
|--|------------|
| 3.3.3 – Influência das adições minerais na microestrutura do concreto .....  | 79         |
| 3.3.4 – Influência das adições minerais na composição e na condutividade<br>equivalente da solução dos poros ..... | 81         |
| 3.3.5 – Influência das adições minerais na resistência à compressão do concreto                                    | 82         |
| 3.3.6 – Influência das adições minerais na resistência à penetração de cloretos do<br>concreto .....               | 84         |
| <b>CAPÍTULO 4 – INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL .....</b>  | <b>87</b>  |
| <b>4.1 – Introdução .....</b>  | <b>87</b>  |
| <b>4.2 – Materiais utilizados .....</b>  | <b>88</b>  |
| 4.2.1 – Cimento .....  | 88         |
| 4.2.2 – Adições minerais .....   | 89         |
| 4.2.3 – Agregados .....  | 89         |
| 4.2.4 – Aditivo .....  | 89         |
| <b>4.3 – Proporcionamento das adições minerais .....</b>   | <b>91</b>  |
| <b>4.4 – Dosagem dos concretos .....</b>   | <b>92</b>  |
| <b>4.5 – Moldagem dos corpos-de-prova.....</b>   | <b>92</b>  |
| <b>4.6 – Ensaio de resistência à compressão axial.....</b>   | <b>94</b>  |
| <b>4.7 – Teste Rápido de Penetração de Cloretos – TRPC (ASTM C1202) .....</b>                                      | <b>94</b>  |
| <b>4.8 – Ensaio de Penetração de Cloretos por Aspersão de Nitrato de Prata –<br/>EPCANP (AASHTO T259) .....</b>    | <b>95</b>  |
| <b>CAPÍTULO 5 – ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....</b>   | <b>98</b>  |
| <b>5.1 – Introdução .....</b>  | <b>98</b>  |
| <b>5.2 – Análise dos resultados de resistência à compressão axial .....</b>  | <b>98</b>  |
| 5.2.1 – Efeito isolado da relação água/aglomerante .....   | 98         |
| 5.2.2 – Efeito isolado da idade do concreto (idade do ensaio) .....  | 102        |
| 5.2.3 – Efeito isolado da substituição do cimento pelas adições minerais .....                                     | 103        |
| 5.2.4 – Efeito isolado do período de cura úmida .....  | 109        |
| <b>5.3 – Análise dos resultados de penetração de cloretos – EPCANP .....</b>                                       | <b>116</b> |
| 5.3.1 – Efeito isolado da relação água/aglomerante .....   | 116        |
| 5.3.2 – Efeito isolado da substituição do cimento pelas adições minerais .....                                     | 118        |
| 5.3.3 – Efeito isolado do período de cura úmida .....  | 122        |

|   |     |
|---|-----|
| <b>5.4 – Análise dos resultados de penetração de cloretos – ASTM C1202</b> .....  | 126 |
| 5.4.1 – Efeito isolado da relação água/aglomerante .....  | 126 |
| 5.4.2 – Efeito isolado da substituição do cimento pelas adições minerais .....  | 129 |
| 5.4.3 – Efeito isolado do período de cura úmida .....   | 133 |
| <b>5.5 – Integração dos resultados</b> .....  | 136 |
| 5.5.1 – Correlação entre a resistência à compressão axial e a carga total passante  | 137 |
| 5.5.2 – Correlação entre a resistência à compressão axial e o coeficiente de difusão de cloretos .....                                    | 140 |
| 5.5.3 – Correlação entre a carga total passante e o coeficiente de difusão de cloretos .....  | 142 |
| <b>5.6 – Análise dos resultados em igualdade de resistência</b> .....   | 145 |
| 5.6.1 – Análise do consumo de aglomerante para concretos com 30MPa e 60MPa .....  | 149 |
| 5.6.2 – Análise da carga total passante para concretos com 30MPa e 60MPa ...  | 150 |
| 5.6.3 – Análise do coeficiente de difusão de cloretos para concretos com 30MPa e 60MPa .....  | 152 |
| 5.6.4 – Comparação entre o coeficiente de difusão e a carga total passante dos concretos nos níveis de resistência de 30MPa e 60MPa ..... | 154 |
| <b>5.7 – Análise dos resultados em igualdade de coeficiente de difusão de cloretos</b>  | 156 |
| <br>  |     |
| <b>CONCLUSÃO</b> .....  | 161 |
| <br>  |     |
| <b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....   | 166 |

## INTRODUÇÃO

O concreto armado está presente hoje num vasto número de estruturas dos mais variados tipos, devido, principalmente, ao seu relativo baixo custo, à disponibilidade dos materiais constituintes, a sua adequação às mais variadas formas arquitetônicas e boa resistência mecânica.

É bastante divulgado no meio científico que o concreto atualmente é o segundo material mais consumido pela humanidade, depois da água (MEHTA & MONTEIRO, 1994). MALHOTRA (1999), citado por ISAIA & GASTALDINI (2004), previu que em 2005 serão consumidos cerca de 15,6 bilhões de toneladas de concreto, o equivalente a 6,51 bilhões de m<sup>3</sup>. Para se ter uma idéia deste valor, este volume é suficiente para construir cerca de 80.000 estádios de futebol iguais ao Maracanã.<sup>1</sup>

Em decorrência desta grande demanda, é de se esperar que os impactos sociais, econômicos e ambientais do setor de construção sejam da mesma magnitude.

Segundo GOMES *et al*, 2003, a indústria da construção mobiliza em torno de 10% de toda a economia mundial. No Brasil, em 2002, o setor da construção civil respondeu por 13,1 % do PIB nacional e empregou 4,06 milhões de trabalhadores, cerca de 6,12 % do total de ocupados no país (SINDUSCON-SP, 2005).

Por outro lado, os impactos ambientais causados pelo setor da construção atingem grandes proporções. Calcula-se que o setor gere aproximadamente 40% de todo o lixo produzido pelo homem (GOMES *et al*, 2003). Embora outras indústrias tenham problemas semelhantes, a ineficiência em alguns dos processos produtivos e, principalmente, a sua grande abrangência, fazem com que a indústria da construção civil seja reconhecidamente uma grande geradora de resíduos (SOUZA *et al*, 2004).

O constante crescimento populacional aumenta a necessidade de obras de infraestrutura e urbanas. Grande parte destas obras utilizam o concreto armado como solução estrutural, resultando no consumo cada vez maior deste material. Como consequência, a extração de matéria-prima, o consumo de energia e a geração de resíduos são cada vez maiores.

Assim, para atender a demanda de concreto prevista para o ano de 2005 (15,6 bilhões de toneladas), seriam necessárias 1,9 bilhões de toneladas de cimento, 12,5 bilhões de toneladas de agregados e 1,2 bilhões de m<sup>3</sup> de água.<sup>2</sup> Como consequência, 1,9 bilhões de toneladas de dióxido de carbono seriam emitidos na atmosfera, pois, segundo MEHTA (1998) para cada tonelada de cimento Portland fabricada, 1 tonelada de CO<sub>2</sub> é lançada na atmosfera.

Estima-se que o setor de fabricação do cimento é responsável por 5% das emissões globais de CO<sub>2</sub> na atmosfera (WBCSD, 2002). De acordo com MEHTA (1998), nos últimos 100 anos a emissão destes gases na atmosfera fez a temperatura global média subir 4 °C, devido ao “efeito estufa”. Este fenômeno é apontado por muitos especialistas como responsável por grande parte das variações climáticas e desastres ambientais ocorridos nos últimos tempos.

---

<sup>1</sup> Na construção do Maracanã foram consumidos, aproximadamente, 80.000 m<sup>3</sup> de concreto (SUDERJ, 2005).

<sup>2</sup> Foram assumidos os seguintes consumos de materiais, por m<sup>3</sup> de concreto (% da massa do concreto): cimento (12%), agregados (80%), água (8%).

Para MEHTA (1999), muitos avanços na tecnologia do concreto têm ocorrido como resultado de duas principais forças de ação: a velocidade de construção e a durabilidade do concreto.

Devido a sua capacidade de resistência mecânica, o concreto armado foi idealizado e admitido como dotado de durabilidade por período de tempo ilimitado (NEVILLE, 1997). Para este autor, durante décadas, o desenvolvimento tecnológico se concentrou na busca de resistências à compressão cada vez maiores, alimentado pelo paradigma de que concreto resistente era concreto durável.

No entanto, nos últimos anos tem crescido o número de estruturas de concreto armado com manifestações patológicas, principalmente, com relação à corrosão das armaduras, como resultado do envelhecimento precoce das construções existentes (HELENE, 1997).

MEHTA (1999), em uma revisão sobre os avanços na tecnologia do concreto no Século XX, atribuiu tais problemas de deterioração das estruturas à disponibilidade do cimento Portland de alta resistência inicial, a partir de 1940. Por possibilitar maiores resistências, estes cimentos eram empregados em concretos com maior relação a/c, o que, de certo modo, facilitava seu manuseio. Esta metodologia, no entanto, levou a sérios problemas relacionados à durabilidade das estruturas, especialmente daquelas sujeitas a condições ambientais agressivas.

Foi constatado também que, no passado, a falta de durabilidade das estruturas de concreto, geralmente, não teve origem nos projetos estruturais ou nos materiais utilizados, mas sim, estava relacionada com práticas construtivas deficientes, tais como: compactação e cura inadequadas, camada de cobrimento da armadura insuficiente, “nichos” de concretagem, entre outras (MEHTA, 2001). Entretanto, o autor relata que problemas de deterioração foram encontrados mesmo em estruturas onde as práticas construtivas recomendadas foram seguidas, demonstrando que existe algo de errado nos requisitos de durabilidade estabelecidos pelos nossos códigos e normas (no caso, o ACI).

Todavia, parece que tais deficiências também são encontradas nas normas brasileiras. NMAI & FACI (2003) realizaram simulações computacionais para prever a vida útil de estruturas localizadas na costa brasileira do Oceano Atlântico, utilizando as recomendações das normas nacionais (a/ag e cobrimento da armadura). Os autores observaram que tais recomendações são inadequadas, pois as estruturas necessitariam de reparos num prazo muito inferior a 50 anos (de 9-10 anos de exposição).

A dificuldade em prever a durabilidade de uma estrutura foi alvo de debates no II WORKDUR – Workshop sobre Durabilidade das Construções, ocorrido em 2001, na cidade de São José dos Campos, SP, Brasil. Neste evento, chegou-se à conclusão que existe a necessidade da modelagem dos mecanismos de transporte envolvidos nos processos de degradação, de um maior conhecimento do meio ambiente e da forma como este interfere nos processos de degradação das estruturas, bem como da realização de validações dos modelos existentes com medidas realizadas em obras reais (WORKDUR, 2001).

Um exemplo disto é o estudo realizado por GUIMARÃES & HELENE (2000), em que foram comparados os coeficientes de difusão de cloretos obtidos através de ensaios laboratoriais com aqueles obtidos em estruturas marinhas reais. Os autores concluíram que a não consideração do grau de saturação do concreto (GS) e a superfície de ataque nos ensaios laboratoriais pode conduzir a coeficientes de difusão 2,6 vezes maiores que os reais.

A durabilidade das estruturas de concreto é bastante abrangente, pois tem reflexos tanto de natureza tecnológica quanto ambiental e econômica. Uma estrutura com maior durabilidade terá menor necessidade de reparos ao longo de sua vida útil, o que implica num

menor custo de manutenção. Uma vida útil mais elevada faz com que o tempo de “reconstrução/reposição” seja mais espaçado, demandando menor consumo de matéria-prima e energia, reduzindo a emissão de gases poluentes e a geração de resíduos no decorrer dos anos.

Portanto, estabelece-se uma relação direta entre durabilidade das estruturas de concreto e a sustentabilidade da indústria da construção. Construir estruturas mais duráveis, com maior vida útil, significa consumir menos recursos naturais e gerar menor quantidade de poluentes ao longo do tempo.

De acordo com MEHTA (1998), com o início do século XXI, entramos na era do desenvolvimento sustentável, e neste contexto, no futuro, não será possível continuar os avanços tecnológicos sem dar igual atenção e importância ao interesse público na preservação do equilíbrio ecológico do planeta. Neste sentido, somente uma abordagem holística sobre a tecnologia do concreto pode auxiliar na busca dos materiais necessários para a urbanização mundial.

Deste modo, o uso do concreto de alto desempenho (CAD) vem a ser um importante passo em direção a esta nova ordem, pois se trata de um material que apresenta durabilidade e resistência superiores ao concreto convencional, devido a sua microestrutura mais compacta, com menor possibilidade de penetração de agentes agressivos. A maior durabilidade do CAD resulta em maior vida útil para a estrutura e, por consequência, numa menor relação custo/benefício. A maior resistência do CAD, por sua vez, propicia a execução de peças mais esbeltas, com relativa redução no consumo de concreto, ganho de área útil, etc. Estudos de ISAIA & GASTALDINI (2003) demonstram que a elevação na resistência à compressão axial de 30 MPa para 60 MPa, resultou numa economia de concreto entre 15% e 20%.

Um segundo passo, e talvez o mais importante deles, em busca do desenvolvimento sustentável, é a utilização dos subprodutos cimentícios e pozolânicos (adições minerais), em elevados teores, para a produção de concretos de alto desempenho. Tais subprodutos geralmente contêm metais tóxicos e se forem depositados, ou simplesmente lançados no meio ambiente, assumem o papel de resíduo poluente.

Segundo MEHTA (1998), grandes quantidades de cinza de carvão (originárias de usinas termelétricas) e escória de alto forno (originárias de metalúrgicas) estão disponíveis em regiões ou países em que se prevê um grande aumento no consumo de cimento. Foi estimado que 75% do aumento no consumo global de cimento, previsto entre os anos de 1996 e 2005, corresponde ao aumento na demanda deste material na Ásia e nas Américas do Sul e Central.

MALHOTRA (1996), citado por MEHTA (1998), estimou que em 1999 foram geradas cerca de 450 milhões de toneladas de cinza volante e que apenas uma pequena parte foi utilizada para fabricação de cimento. Se mantidos os índices do ano de 1989, esta parcela representa apenas 5-6% do total de cinza volante gerada. O autor cita que o mesmo ocorre com a escória de alto forno onde, embora sejam geradas, aproximadamente, 100 milhões de toneladas/ano, a quantidade utilizada na fabricação do cimento é muito pequena.

Assim, a sustentabilidade da indústria da construção é dependente do uso destes subprodutos industriais em larga escala, em todas as partes do mundo. MEHTA (1998) acrescenta que, devido a sua grande abrangência, a indústria da construção é, inquestionavelmente, o setor ideal para a utilização segura e econômica de milhões de toneladas destes subprodutos. No mundo industrial, diz o autor, será difícil encontrar melhores exemplos de excelente casamento entre dois componentes de um sistema, um dos quais é resíduo industrial. No futuro (hoje presente), portanto, o aproveitamento destes subprodutos complementares aos materiais cimentícios deveria ser mandatório.

Acrescenta-se a estes materiais complementares, a casca do arroz como um subproduto das indústrias de beneficiamento do arroz. A casca do arroz e as cinzas provenientes da sua queima, para geração de energia térmica, cujo destino, normalmente, é o depósito a céu aberto ou lançamento em cursos d'água, tornam-se resíduos poluentes da mesma forma que as cinzas do carvão e as escórias. Porém, se tratadas adequadamente, as cinzas da casca do arroz são transformadas num material pozolânico altamente reativo, podendo substituir parte do cimento na produção de concretos, principalmente de alto desempenho.

Segundo o Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento, a produção mundial de arroz, em 2004, foi de 608,5 milhões de toneladas, resultando num potencial de produção de cinza de casca de arroz de mais de 24 milhões de toneladas<sup>3</sup> (MAPA, 2005).

O crescimento populacional no século XX foi sem precedentes. Nos últimos 50 anos daquele século a população mundial cresceu de 2,5 bilhões para 6 bilhões de habitantes. Para o ano de 2050 é esperada uma população de aproximadamente 9,2 bilhões de pessoas (USCB, 2005). O aumento do número de habitantes acarreta a necessidade de maior disponibilidade de alimento, água, energia, bens de consumo, serviços e infraestrutura urbana. Este último caso tem reflexos diretos sobre a quantidade de concreto necessária para a execução de tais empreendimentos.

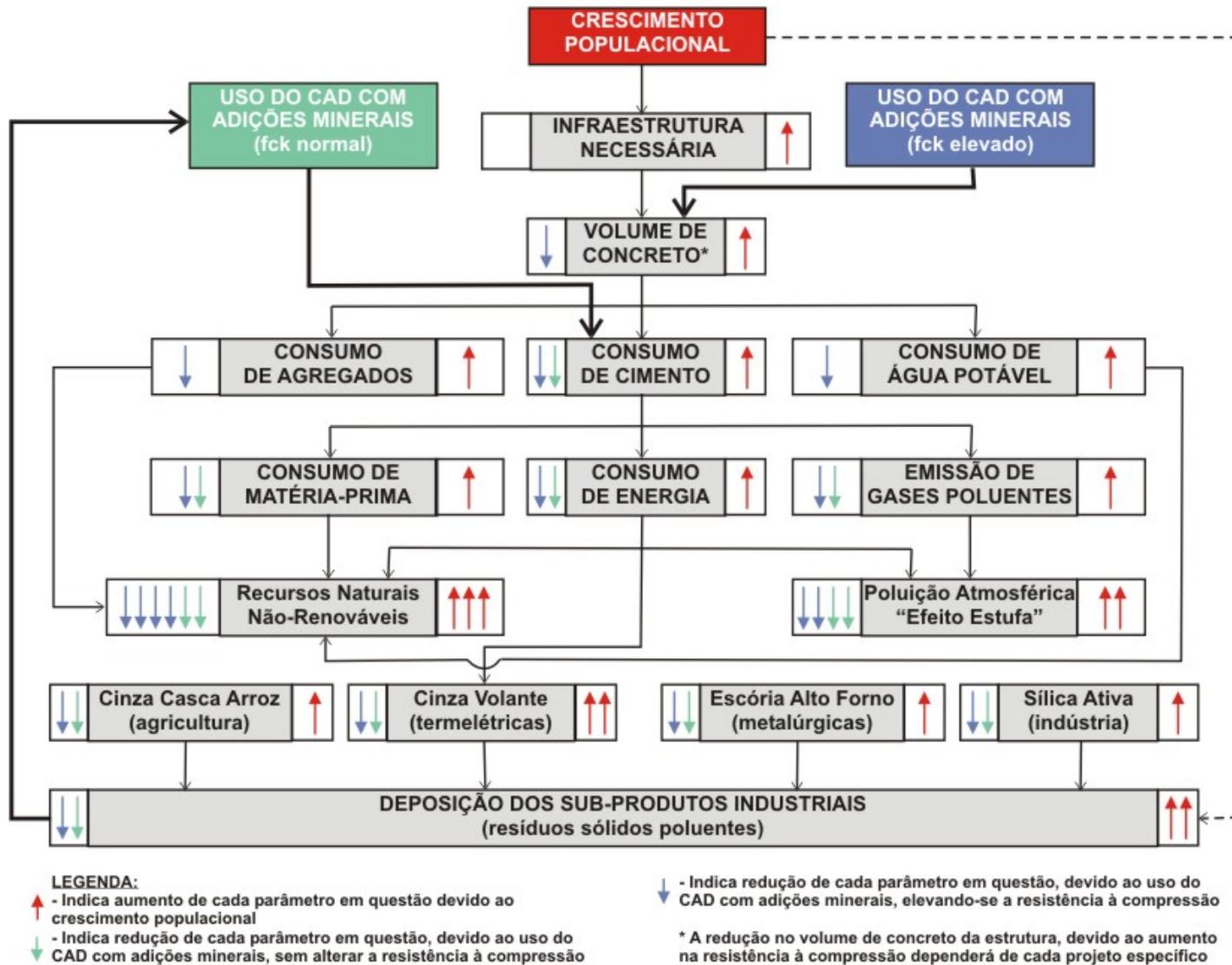
Na Figura 1 são apresentados os impactos ambientais decorrentes do aumento populacional, do uso dos subprodutos industriais em substituição parcial do cimento no concreto e do uso do CAD em substituição ao concreto convencional. Nesta figura, percebe-se claramente (mesmo que qualitativamente) que os maiores impactos relativos ao uso ou não dos subprodutos industriais recaem sobre a extração de recursos naturais e a poluição ambiental. Desta forma, é fácil entender os pensamentos de MEHTA (1998), quando diz que os avanços tecnológicos devem ser balisados pelo interesse público na preservação do equilíbrio ecológico e que o uso destes subprodutos industriais incorporados ao concreto deve ser imperativo.

Contudo, nota-se que a sustentabilidade da indústria da construção depende da formação de uma consciência de todos os envolvidos na cadeia produtiva: fabricantes de cimento, empresas construtoras, engenheiros e arquitetos, entidades governamentais e de normalização, e proprietários. Estes últimos são a peça chave no contexto da durabilidade, pois são aqueles que determinam a vida útil do seu empreendimento e pagam por ele. HELENE (1997) cita que a durabilidade das estruturas de concreto requer a cooperação e esforços coordenados de pelo menos seis responsáveis: o proprietário, o responsável pelo projeto arquitetônico, o responsável pelo projeto estrutural, o responsável pela tecnologia do concreto, o responsável pela construção e o usuário/proprietário.

Em estudo realizado por ISAIA & GASTALDINI (2004), os impactos ambientais e econômicos relativos à utilização das adições minerais no concreto foram quantificados. Para isto foram calculados a demanda energética e de matéria-prima, a emissão de poluentes na atmosfera e o ganho financeiro, correspondentes ao uso de uma mistura alternativa com 70% de escória de alto forno, 20% de cinza volante e 10% de cimento Portland em substituição a um concreto com cimento puro. A simulação realizada tomou como base um volume de concreto igual a 351 milhões de m<sup>3</sup>, que corresponde ao acréscimo anual médio na produção de concreto estimada para os próximos anos. Os resultados desta simulação demonstraram que a utilização do traço alternativo (com adições minerais) teria os seguintes impactos:

---

<sup>3</sup> Cada tonelada de casca de arroz queimada gera aproximadamente 40 kg de cinza (PRUDÊNCIO JR *et al*, 2003)



**Figura 1:** Impacto ambiental da Indústria do Concreto, devido ao aumento populacional e ao uso do CAD com adições minerais em substituição ao concreto convencional

reduziria em 9% a emissão de gases poluentes na atmosfera; a redução no consumo total de energia seria equivalente ao consumo da população da Dinamarca (5,3 milhões de habitantes); por ano 130 milhões de toneladas de matéria-prima (argila, calcário e gesso) deixariam de ser extraídas; e haveria uma redução de 1,22 bilhões de dólares na produção do concreto. Como existe um mercado mundial de transações de CO<sub>2eq</sub>, a soma dos ganhos potenciais da alternativa do uso das adições minerais resultaria num aumento de 52% no mercado atual de CO<sub>2eq</sub>.

Como pode ser observado, através da incorporação dos subprodutos pozolânicos ou cimentícios, seja na fabricação do cimento, seja como adição mineral no concreto, tem-se uma solução técnica, econômica e ambientalmente vantajosa. Porém, para o melhor aproveitamento destes materiais, visando a garantia da durabilidade das estruturas, é necessário que as técnicas e práticas construtivas sejam adequadas ao “novo” material, a fim de evitar que os erros do passado venham a ser repetidos.

Para HELENE<sup>4</sup> o aspecto mais relevante, no tocante à durabilidade, é o conhecimento dos mecanismos de transporte no concreto. MEHTA (1998) relata que em todas as causas de deterioração, o elevado grau de saturação do concreto é pré-requisito para os mecanismos responsáveis pela expansão e fissuração do concreto. Portanto, a estanqueidade à água é a primeira linha de defesa contra ambientes agressivos.

Entre os agentes de degradação, os cloretos se apresentam como os mais agressivos, devido à facilidade de penetração destes íons na película de passivação da armadura, dando origem a uma corrosão intensa, do tipo pontual, reduzindo a seção resistente do aço (LIMA, 1990 *apud* HOFFMANN, 2001).

Para AÏTCIN (2003), dois parâmetros-chave controlam a penetração de qualquer agente agressivo no concreto: a relação água/aglomerante e a cura do concreto. Quando se trata de CAD, especificar uma relação a/ag baixa é uma condição necessária, porém não é suficiente. O autor acrescenta que existem diferenças consideráveis entre os concretos convencionais e o CAD, no que se refere ao comportamento de cada um frente à retração. Esta diferença de comportamento estabelece que os procedimentos de cura mais adequados a cada tipo de concreto também são distintos e específicos. A retração autógena (contração volumétrica) é uma das causas de fissuração do CAD, sendo a cura necessária tão logo quanto possível, a fim de evitar o aparecimento de tensões de tração, que causam a fissuração, comprometendo, assim, a durabilidade da estrutura.

A cura foi apontada por HELENE (1997) como um dos procedimentos fundamentais para a obtenção da durabilidade de uma estrutura de concreto, juntamente com a composição do concreto (dosagem), a compactação (adensamento) e o cobrimento da armadura. Procedimentos estes conhecidos como a Regra dos 4C.

Se a cura é um procedimento relativamente simples e traz tantos benefícios, cabe o seguinte questionamento: Apesar de estar escrito na maioria das especificações, porque o concreto, normalmente, não recebe a cura adequada após seu lançamento?

De acordo com AÏTCIN (2003), os construtores não curam o concreto por uma simples razão: não são especificamente pagos para isto! O processo de cura é percebido por eles como uma atividade não lucrativa, ou até mesmo uma perda de tempo. O autor comenta que a cidade de Montreal e o Ministério dos Transportes de Québec, no Canadá, têm solicitado preços unitários para cada item diretamente relacionado à cura inicial. As primeiras

---

<sup>4</sup> Relato da Mesa Redonda 1: Durabilidade do concreto ou das estruturas de concreto? Reflexões sobre o tema. In: II WORKDUR - Workshop sobre Durabilidade das Construções, 2001.

experiências mostram que este custo gira em torno de 0,1% do custo da estrutura, um valor muito pequeno, considerando as melhorias obtidas na durabilidade da estrutura.

Portanto, a cura do concreto, como meio de assegurar a durabilidade projetada para uma estrutura, tem um papel importante no cenário da sustentabilidade da indústria da construção, principalmente quando se trata de concreto de alto desempenho com adições minerais.

Para ISAIA (2001), todo o concreto, independente de sua classificação (convencional ou de alto desempenho), para apresentar bom desempenho frente aos agentes agressivos deve ter os materiais convenientemente escolhidos e dosados, ser adensado e curado adequadamente, para que possa ter vida útil compatível com o projeto.

Uma vez que a ação dos íons cloreto nas estruturas de concreto armado é considerada uma das mais agressivas e a realização ou não da cura altera as propriedades do concreto, cabe então verificar a influência que o prolongamento do período de cura úmida exerce sobre a capacidade do concreto resistir à penetração de cloretos, bem como sobre a sua durabilidade.

### **Objetivos e estrutura da Dissertação**

O objetivo do presente trabalho foi investigar o comportamento, frente à ação de íons cloreto, de concretos compostos com adições minerais, em especial a cinza de casca de arroz, quando o período de cura úmida é prolongado de 3 para 7 e 28 dias, visando a utilização desta pozolana em concretos de alto desempenho. Para isto, foram utilizadas misturas com substituição do cimento, em massa, por 10%, 20% e 30% de cinza de casca de arroz, que tiveram seu desempenho comparado ao de misturas contendo 50% de escória de alto forno, 35% de cinza volante e com cimento puro (sem adições). As misturas com escória de alto forno, cinza volante e com cimento puro representam os cimentos comerciais CP III, CP IV e CP V-ARI, respectivamente.

A fim de melhor compreender a importância da cura nas propriedades mecânicas e de durabilidade do concreto, a partir do objetivo principal foram elaboradas as seguintes questões:

- em que proporção o prolongamento do período de cura úmida influencia a resistência à compressão dos concretos com adições minerais?
- como se comporta a resistência à penetração de cloretos destes concretos, medida através do Teste Rápido de Penetração de Cloretos – TRPC (ASTM C1202), frente à variação do período de cura úmida?
- qual a influência que o prolongamento do período de cura úmida exerce sobre o coeficiente de difusão de cloretos, derivado do Ensaio de Penetração de Cloretos por Aspersão de Nitrato de Prata – EPCANP, dos concretos com adições minerais?
- qual a relação existente entre a resistência à compressão e a carga total passante (TRCP) e entre a resistência à compressão e o coeficiente de difusão (EPCANP)? Tal correlação é válida para todas as misturas?
- a carga total passante, obtida no TRPC, corresponde a uma medida (direta ou indireta) da capacidade dos concretos resistirem à penetração de cloretos? Qual a sua relação com o coeficiente de difusão de cloretos do EPCANP?

- se os concretos forem dosados para uma mesma resistência à compressão, quais seriam os consumos de aglomerantes correspondentes a cada mistura? Como se comportam a carga passante e o coeficiente de difusão de cloretos destas misturas e quais as consequências sobre a durabilidade de estruturas que utilizassem tais concretos?
- se os concretos forem dosados para atender a uma determinada exigência quanto ao coeficiente de difusão de cloretos máximo, como se comportam a resistência à compressão e o consumo de aglomerante das diversas misturas investigadas?
- quais os efeitos da variação da relação água/aglomerante sobre as variáveis investigadas?
- de que forma a resistência mecânica, a resistência à penetração e o coeficiente de difusão de cloretos são influenciados pelo tipo e teor de adição mineral?

Assim, a presente dissertação foi estruturada em seis capítulos, como segue:

No Capítulo 1 é feita uma revisão sobre os mecanismos de transporte de fluidos e de deterioração nas estruturas de concreto, com foco na corrosão das armaduras devido à ação de íons cloreto.

O Capítulo 2 aborda questões relativas aos procedimentos de cura e suas influências sobre as propriedades mecânicas e de durabilidade dos concretos convencionais e de alto desempenho.

As alterações na microestrutura do concreto, devido à incorporação das adições minerais, bem como os reflexos nas suas propriedades mecânicas e de durabilidade são discutidos no Capítulo 3. Neste capítulo é apresentada também uma estimativa dos volumes de cinza de casca de arroz, cinza volante, escória de alto forno e sílica ativa gerados anualmente, com o intuito de chamar a atenção sobre a necessidade de utilização destes subprodutos, já que são resíduos poluentes produzidos em grande quantidade.

No Capítulo 4 são descritos os métodos e os ensaios laboratoriais que deram suporte à presente investigação, as características físicas e químicas dos materiais utilizados, bem como o proporcionamento destes materiais em cada mistura.

Uma análise e discussão dos resultados obtidos são apresentadas no Capítulo 5, procurando, sempre que possível, estabelecer comparações com resultados de outros pesquisadores.

Finalmente, na conclusão, procurou-se responder aos questionamentos pré-estabelecidos e apresentar sugestões para trabalhos futuros a serem desenvolvidos com concretos contendo adições minerais, com o objetivo de gerar informações que auxiliem o desenvolvimento tecnológico destes materiais, devido ao seu importante papel no que diz respeito à sustentabilidade da indústria da construção.

# **CAPÍTULO 1 MECANISMO DE AÇÃO DOS ÍONS CLORETO E SUA INFLUÊNCIA NA DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO**

## **1.1 INTRODUÇÃO**

As estruturas de concreto, como parte do meio em que estão inseridas, sofrem a ação deste com o tempo das mais variadas formas: secagem por ação do vento e do sol, molhagem pela chuva, podendo conter compostos poluentes dissolvidos (chuva ácida), ação do dióxido de carbono do ar, ação de cloretos e sulfatos de atmosferas marinhas, entre outras. Tais condições dão início a um processo de degradação destas estruturas, que é natural, cuja intensidade e duração determinarão sua vida útil.

Os transportes de agentes agressivos para o interior do concreto são responsáveis pela maioria dos processos de deterioração das estruturas de concreto. O transporte de fluidos (líquidos ou gases) pode-se dar por permeabilidade, absorção capilar e difusão, através de fissuras ou defeitos do concreto, da pasta de cimento, da interface pasta-agregado (zona de transição) e, mais raramente, através do próprio agregado (BUENFELD & OKUNDI, 1998).

A durabilidade e os mecanismos de transporte de fluidos dependem, principalmente, da pasta de cimento e da zona de transição pasta-agregado, em especial da sua porosidade e da conectividade dos poros (MEHTA & MONTEIRO, 1994). Para os autores, são os poros capilares os maiores responsáveis pela permeação de fluidos através da estrutura porosa, sendo as vias de acesso ou de saída da água para o equilíbrio higrotérmico do concreto com o meio ambiente.

Com base em estudos numéricos computacionais, para estimar a influência do teor de agregados nas propriedades da zona de transição, HOUST *et al* e SNYDER *et al* (1992, *apud* LIMA & HELENE, 2001) concluíram que para volumes de pasta abaixo de 50% a zona de transição pode interconectar-se. Esta interconexão, se ligada à rede de poros da pasta, facilita o ingresso dos agentes agressivos.

Assim, a durabilidade de uma estrutura de concreto depende tanto de fatores externos a ela (condições ambientais e de exposição), quanto de fatores inerentes à qualidade do próprio concreto (capacidade de resistir à entrada de agentes agressivos).

Deste modo, no presente capítulo serão abordadas as formas de ingresso dos agentes agressivos no concreto, as principais causas da corrosão das armaduras, os fatores que interferem na penetração de cloretos no concreto, bem como alguns aspectos relacionados à durabilidade de estruturas em ambientes marinhos.

## **1.2 MECANISMOS DE TRANSPORTE NO CONCRETO**

Segundo MEHTA & MONTEIRO (1994), a água é um poderoso agente de deterioração física e química do concreto por apresentar propriedades peculiares como a grande capacidade de penetração em cavidades ou poros muito pequenos (devido ao tamanho reduzido das moléculas), elevada tensão superficial, maior temperatura de evaporação (se comparada a outros líquidos, o que favorece a sua permanência em estado líquido dentro do material), a notável capacidade de dissolver substâncias como sais, ácidos e bases inorgânicas, assim como dissociar substâncias ionizáveis.

Uma vez que os cloretos são substancialmente agressivos quando estão dissolvidos na água sob a forma de íons, o conhecimento dos meios de transporte desta através do concreto é de fundamental importância para o entendimento da ação destes íons sobre as estruturas de concreto.

### 1.2.1 Permeabilidade

Permeabilidade é definida como a facilidade com que um fluido, líquido ou gasoso, pode escoar através de um sólido (MEHTA & MONTEIRO, 1994). A força motriz é um gradiente hidráulico. Assim, a permeabilidade é uma propriedade dos materiais saturados e a sua medida é feita, geralmente, utilizando água sobre pressão, sendo que no ensaio de permeabilidade a velocidade da água para o concreto convencional é da ordem de  $10^{-12}$  m/s (CAMARINI, 1999).

A presença de imperfeições ou microfissuras produzidas por exudação, retração na fase de secagem, alterações químicas ou recristalização de algumas fases, mudanças de temperatura e expansão térmica, são fatores que alteram a estrutura dos poros do concreto e, conseqüentemente, a sua permeabilidade. Tais fenômenos refletem diretamente na resistência e na durabilidade do concreto (JAMBOR, 1990).

Para as estruturas marinhas submersas, a permeabilidade é o principal mecanismo de transporte de cloretos para o interior do concreto.

### 1.2.2 Absorção capilar

A absorção capilar é o mecanismo no qual os líquidos, particularmente a água, podem ser transportados pelo concreto através dos poros capilares devido a uma tensão superficial, específica de cada fluido. O ingresso da água por absorção capilar depende da sua densidade, viscosidade e tensão superficial, bem como das características do próprio concreto, como a sua estrutura de poros (raio médio, tortuosidade e interconexão) e o teor de umidade. O fenômeno de absorção não acontece em concretos saturados, pois o concreto deve estar com os poros secos ou parcialmente secos para que seja possível a absorção de água por capilaridade (HELENE, 1993a).

As possibilidades de penetração de agentes agressivos são essencialmente influenciadas pelo tamanho dos poros. Os poros com diâmetros maiores, constituem caminho privilegiado para os agentes agressivos. Do ponto de vista da durabilidade, os poros de maior importância são os poros capilares e os macroporos, de raio médio entre  $10^{-1}$  e  $10^{-5}$  mm (DIAFAT, 1996, *apud* LORENZETTI *et al*, 2001). Este tipo de porosidade é medida no ensaio de absorção.

Segundo LACERDA & HELENE (2003), a ASTM C 642 especifica que podem ser considerados duráveis em ambiente marinho, concretos que apresentarem absorção de água inferior a 4,5%, conjuntamente com um índice de vazios inferior a 11%.

Para CAMARINI (1999), a permeabilidade não é o fator determinante para a penetração de agentes agressivos no concreto, pois no ensaio de permeabilidade, a velocidade de penetração de água para o concreto é da ordem de  $10^{-12}$  m/s, e no ensaio de absorção capilar, esta velocidade é da ordem de  $10^{-6}$  m/s, ou seja, um milhão de vezes mais rápido do que no ensaio de permeabilidade.

A água da chuva, ou proveniente de respingos em estruturas parcialmente submersas, ao incidir sobre uma superfície impregnada por cloretos (oriundos da névoa marinha, por exemplo), devido à absorção capilar, carregará para o interior da peça de concreto estes sais dissolvidos, cujo acúmulo com o passar do tempo poderá acarretar a corrosão da armadura e, por consequência, a deterioração da estrutura.

### 1.2.3 Difusão e migração

TANG (1999a) define difusão como sendo o movimento de substâncias devido a um gradiente de concentração (ou diferença de potencial químico), de uma zona de alta concentração para uma zona de baixa concentração, enquanto migração é o movimento de substâncias eletricamente carregadas devido à ação de um campo elétrico.

A migração de íons através do concreto, forçados por uma corrente elétrica tornou-se um importante fenômeno para a manutenção de estruturas de concreto, do ponto de vista da aplicação da técnica de dessalinização ou re-alcalinização de estruturas deterioradas (HISADA *et al*, 1999). Entretanto, segundo estes autores, as informações sobre a propriedade de migração de íons através do concreto são muito limitadas. As dificuldades são ainda maiores quando se tratam de concretos contendo adições minerais, em que a migração de íons não é ainda bem conhecida.

A penetração de cloretos por difusão no concreto se dá por meio da rede de poros cheios de água e interconectados (MINEO & JÁUREGUI, 2002). Neste caso não é necessária a movimentação da água através dos poros, basta a existência de uma diferença de concentração entre a superfície e o interior do concreto. De acordo com LIN (1990, *apud* HOFFMANN, 2001), quanto maior for o gradiente de concentração mais intenso será este fenômeno.

Quando se trata da difusão de gases, o dióxido de carbono e o oxigênio são de particular interesse, pois o primeiro é responsável pela carbonatação do concreto e o segundo participa das reações de corrosão da armadura. Todavia, quando a umidade do ar é elevada, os poros do concreto estarão cheios d'água, dificultando a passagem dos gases e, assim, reduzindo a difusão (NEVILLE, 1997).

### 1.2.4 Mecanismos combinados

A penetração de cloretos pode ser acelerada onde dois ou mais mecanismos de transporte atuam simultaneamente (HELENE, 1993a). Em estudo realizado por GALLUPO (1985, *apud* HELENE, 1993a) foi observada uma proporção de 1:3:10 para situações onde ocorre, respectivamente, a difusão pura, a difusão associada à absorção capilar e os três mecanismos de penetração atuando em conjunto.

Uma estrutura parcialmente submersa (colunas de sustentação de uma ponte sobre um canal marítimo) é um bom exemplo em que ocorre mais de um mecanismo de transporte de agentes agressivos. Na zona totalmente submersa os mecanismos atuantes são a permeabilidade e a difusão iônica. Na zona de variação de maré ocorre a difusão de íons, difusão de vapor e absorção de água. Um pouco mais acima se encontra a zona de respingos, onde predominam a difusão iônica e de vapor. A difusão de vapor é um dos principais mecanismos de transporte na zona de atmosfera ou superior (Concrete Society, 1988, *apud* ILLSTON & DOMONE, 2001). Como agravante, é importante lembrar que nas zonas de

respingos e de atmosfera ocorre ainda, conjuntamente, a difusão de gases como o  $\text{CO}_2$  e  $\text{O}_2$ , que podem acelerar os processos de corrosão.

### 1.3 O PROCESSO DE CORROSÃO DAS ARMADURAS

Existe no meio científico, em geral, um consenso a respeito de que a corrosão das armaduras é a principal causa de deterioração das estruturas em concreto armado (HUSSAIN *et al*, 1995; KOPSCH & PADARATZ, 2001; COSTA & APPLETON, 2002; CASTELLOTE *et al*, 2003; GÜNEYISI *et al*, 2005; entre outros). Nestas estruturas, o concreto exerce um duplo papel: o de material resistente ao mesmo tempo em que protege a armadura dos agentes deletérios.

Segundo HELENE (1997), a resistência da estrutura de concreto à ação do meio ambiente e ao uso dependerá da resistência do concreto e da resistência da armadura. Qualquer dos dois que se deteriore, haverá um comprometimento da estrutura como um todo. Os principais agentes envolvidos na deterioração da armadura, como o gás carbônico ( $\text{CO}_2$ ) e o cloreto ( $\text{Cl}^-$ ), não são agressivos ao concreto, ou seja, não o atacam deletериamente. Por outro lado, os agentes agressivos ao concreto como os ácidos, que contribuem para a redução do pH e conseqüentemente risco de despassivação da armadura, assim como os sulfatos e até a própria reação álcali-agregado, que geram produtos expansivos destruindo o concreto de cobrimento, atuam de forma dupla, atacando principal e primeiramente o concreto e logo após a armadura.

Desta forma, é aconselhável que seja feita a distinção entre ambientes agressivos à armadura e os ambientes preponderantemente agressivos ao concreto, para que os materiais especificados sejam adequados às condições as quais serão expostos (HELENE, 1997).

#### 1.3.1 Princípios gerais

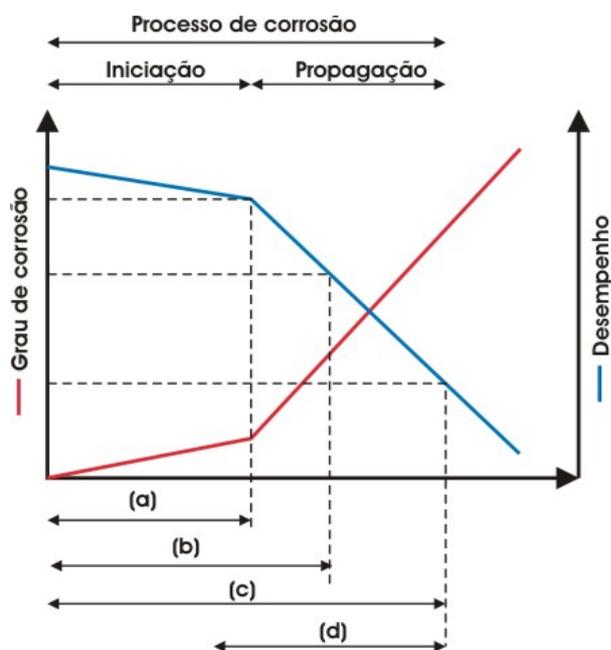
O mecanismo de corrosão, segundo GÜNEYISI (2005), pode ser representado através do modelo proposto por TUUTTI, conforme esquematizado na Figura 1.1, que divide o processo de corrosão em duas partes: a etapa de iniciação (despassivação) e a etapa de propagação (corrosão). HELENE (1993b), apresenta um modelo semelhante, porém sob a ótica do desempenho e vida útil da estrutura, que é representado na mesma figura.

Define-se *período de iniciação*, como sendo o intervalo de tempo necessário para que os diversos agentes agressivos ( $\text{Cl}^-$  e  $\text{CO}_2$ ) penetrem através do cobrimento do concreto até atingir as armaduras. Nesta fase a concentração dos agentes deletérios não é alta o suficiente para causar a corrosão (GÜNEYISI, 2005).

Quando os agentes de degradação atingem a armadura com determinada concentração provocam a sua despassivação, ocorrendo a quebra da camada protetora  $\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3$  (ANDRADE, 2001). Este período corresponde à *vida útil de projeto*. Este é o marco inicial para o estágio de *propagação da corrosão*. Nesta fase, a corrosão do aço é acompanhada pelo surgimento de fissuras nas barras de aço que podem, eventualmente, conduzir ao lascamento do concreto de cobrimento (GÜNEYISI, 2005). Ao final deste período houve uma redução significativa da seção resistente do aço ou perda da aderência com o concreto, acarretando ruptura e colapso total ou parcial da estrutura (HELENE, 1993b).

Durante o período de *propagação da corrosão*, a vida útil da estrutura passa ainda por duas fases, segundo HELENE (1993b), que são a *vida útil de serviço ou de utilização* e a *vida*

*útil residual*. Durante a *vida útil de serviço* há a manifestação dos efeitos dos agentes agressivos, tais como manchas superficiais, trincas e até destacamento do concreto de cobrimento. Durante este período acontecem os reparos e manutenções para recuperação das condições de segurança, funcionalidade e estética superiores ou iguais às previstas no projeto original. A *vida útil residual* corresponde ao período de tempo em que a estrutura será capaz de desenvolver as suas funções, contado após uma vistoria e/ou intervenção na mesma.



**Figura 1.1** - Modelo esquemático da vida útil das estruturas de concreto baseado nos modelos propostos por TUUTTI (1982, *apud* ANDRADE, 1992) e HELENE (1993b). (a) vida útil de projeto; (b) vida útil de serviço ou de utilização; (c) vida útil total; (d) vida útil residual.

A corrosão das armaduras, segundo ANDRADE (2001), caracteriza-se por ser um processo físico-químico gerador de óxidos e hidróxidos de ferro, denominados de produtos de corrosão, que ocupam um volume significativamente superior ao volume original das barras metálicas. GENTIL (1996) diz que o mecanismo da corrosão nos metais pode ocorrer basicamente de duas formas: corrosão puramente química, chamada de oxidação; e corrosão eletroquímica, que é o tipo de deterioração observada nas estruturas de concreto armado.

De acordo com CASCUDO (1997), a corrosão eletroquímica causada pela carbonatação do concreto e pelo ataque dos cloretos é a principal causa de deterioração das estruturas de concreto armado. Para MEHTA & MONTEIRO (1994), esse fenômeno, de natureza expansiva, pode levar ao aparecimento de elevadas tensões de tração no concreto, ocasionando a fissuração e o posterior lascamento do cobrimento do material. Todos estes fatores causam a perda de seção transversal da armadura e de aderência entre a armadura e o concreto, podendo levar o elemento estrutural ao colapso. MEHTA (1989, *apud* MINEO & JÁUREGUI, 2002) comenta que o efeito da pressão exercida pela expansão dos produtos da corrosão pode ser considerada equivalente à pressão relativa à transformação da água em gelo.

Segundo HELENE (1993a), a armadura, dentro do concreto, normalmente encontra-se protegida da corrosão devido à alta alcalinidade deste material. O nível de pH entre 12,7 e 13,8 favorece a formação de uma camada de óxidos do tipo  $\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3$ , submicroscópica

passivante, compacta e aderente, sobre a superfície da armadura. Essa camada protege a mesma de qualquer sinal de corrosão, desde que as condições de potencial e pH permaneçam estáveis.

### 1.3.2 Carbonatação

A despassivação por carbonatação ocorre pela ação do gás carbônico da atmosfera que penetra por difusão e reage com os hidróxidos alcalinos da solução dos poros do concreto, reduzindo seu pH. A despassivação deletéria só ocorre de maneira significativa em ambientes de umidade relativa abaixo de 98% e acima de 60%, ou em ambientes sujeitos a ciclos de molhagem e secagem, possibilitando a instalação da corrosão (HELENE, 1997).

FIGUEIREDO & NEPOMUCENO (2004), estudando obras com idade de 8 a 35 anos, em Brasília-DF, concluíram que as condições climáticas locais ( $50\% < UR < 70\%$ ) são propícias para o avanço da carbonatação, em concretos convencionais, sob as mesmas condições daqueles investigados.

As reações de carbonatação são muito complexas, no entanto, simplificada, podem ser caracterizadas da seguinte maneira:



O hidróxido de cálcio ( $\text{Ca(OH)}_2$ ), liberado das reações de hidratação do cimento, reage com o gás carbônico ( $\text{CO}_2$ ), ou outros gases ácidos como o gás sulfídrico ( $\text{H}_2\text{S}$ ) e o dióxido de enxofre ( $\text{SO}_2$ ), formando carbonatos ( $\text{CaCO}_3$ ) ou sulfatos ( $\text{CaSO}_4$ ) mais água. Com o pH baixo e na presença de oxigênio e certa quantidade de umidade, ocorre a deflagração do fenômeno da corrosão (ILLSTON & DOMONE, 2001).

ANDRADE & HELENE (2002) relatam que, de acordo com OLIVIER (1998), a profundidade de carbonatação decresce com a elevação da resistência à compressão e, por esta razão, esta profundidade é extremamente baixa nos concretos de alto desempenho, e que o fenômeno da carbonatação, segundo PETTERSSON (1997), geralmente, não é um problema para o CAD.

No entanto, para concretos contendo adições minerais, segundo ISAIA *et al* (2001), a profundidade de carbonatação depende do tipo e da quantidade de adição empregada, sendo tão maior quanto mais reativa for esta adição e maior o seu teor na mistura. Tal fato seria explicado pela menor quantidade de hidróxido de cálcio remanescente, que é consumido durante as reações pozolânicas. Autores como ISAIA (1995), JIANG *et al* (2000), e VENQUIARUTO *et al* (2001) confirmam este comportamento.

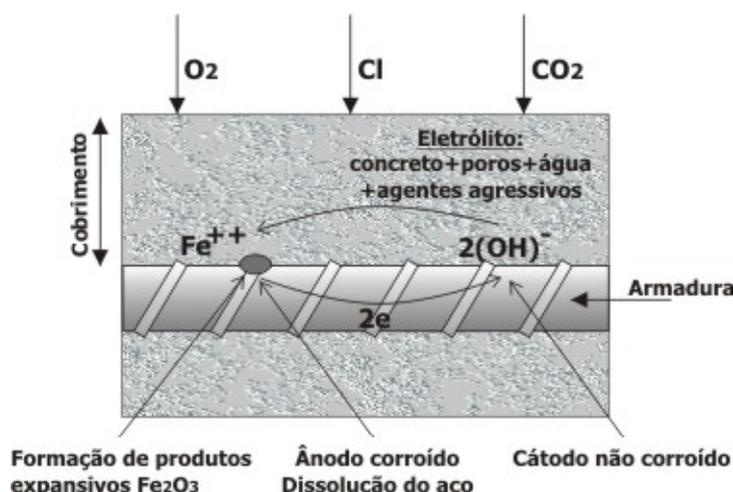
### 1.3.3 Penetração de íons cloreto

A corrosão das armaduras devido à ação dos cloretos é uma das principais causas de deterioração das estruturas de concreto. Segundo HELENE (1993a), a ação destes íons é especialmente agressiva, pois a despassivação da armadura pode ocorrer mesmo com pH elevado. Seu pequeno raio atômico facilita a penetração na camada de passivação, originando uma corrosão pontual, porém bastante intensa, reduzindo a seção resistente do aço (LIMA, 1990, *apud* HOFFMANN, 2001).

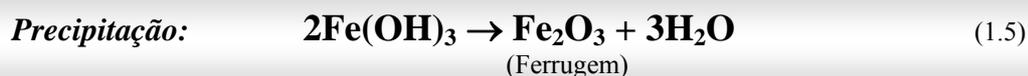
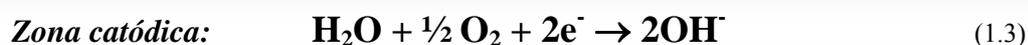
De maneira simplificada as reações que ocorrem são as seguintes (CASCUDO, 1997): na *zona anódica* ocorrem as reações de oxidação do ferro, com perda de elétrons e redução de massa (equação 1.2); na *zona catódica*, ocorre a redução do oxigênio, sem perda de massa do aço (equação 1.3). Normalmente os elétrons migram via contato direto metal-metal, e os íons por dissolução e migração, via solução.

Segundo HELENE (1993a), as reações na pilha de corrosão ocorrem da seguinte forma: os íons hidroxila formados pela reação de oxidação na área catódica deslocam-se através do eletrólito para a área anódica, combinando-se com os íons  $\text{Fe}^{++}$  disponíveis na superfície do metal, originando os produtos de corrosão, cuja reação básica é apresentada na equação 1.4. Esta equação representa a reação que forma o hidróxido de ferro ( $\text{Fe}(\text{OH})_2$ ), um dos produtos da corrosão. No entanto, através de reações similares, são formados também compostos expansivos como o hidróxido de ferro expansivo ( $2\text{Fe}(\text{OH})_3$ ) e o óxido de ferro hidratado ( $\text{Fe}_2\text{O}_3\text{H}_2\text{O}$ ).

O  $\text{Fe}(\text{OH})_3$  é menos solúvel que o  $\text{Fe}(\text{OH})_2$  e se precipita na superfície do aço sob a forma de óxido de ferro  $\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3$ , precipitado de cor marrom chamado *ferrugem* (equação 1.5).



**Figura 1.2** – Modelo da célula de corrosão no concreto – adaptado de ANDRADE (2001).



Simplificadamente, as reações que ocorrem na presença dos íons cloreto são as seguintes:



Reações semelhantes ocorrem na formação do  $\text{FeCl}_2$ , resultando em  $\text{Fe}(\text{OH})_3$ .

Como visto, os íons cloreto são considerados com grande potencial agressivo devido ao fato de atuarem apenas como catalizadores nas reações de formação do hidróxido férrico ou ferrugem ( $\text{Fe}(\text{OH})_3$ ), sendo liberados para reagirem novamente com o metal. Assim, a concentração de cloretos na superfície do aço vai sendo aumentada e a corrosão torna-se cada vez mais intensa.

### 1.3.3.1 Fontes e teores críticos de cloretos

Os cloretos podem ser introduzidos no concreto no momento da mistura por meio de aditivos químicos aceleradores, agregados contaminados e águas salobras, ou provenientes do meio externo, através da água do mar, da névoa marinha, de sais descongelantes, de águas residuais e servidas, entre outros. HELENE (1997) comenta que, eventualmente teores elevados de cloretos podem ser introduzidos, inadvertidamente, durante o amassamento do concreto.

Quando adicionados na mistura, os íons cloreto tendem a se distribuir de maneira relativamente uniforme na massa de concreto, dificultando a formação de regiões de alta concentração (MINEO & JÁUREGUI, 2002). Assim, o problema do ataque por cloretos surge quando os íons são provenientes de fontes externas ao concreto (HOFFMANN & DAL MOLIN, 2002).

Segundo ALONSO *et al* (2000), numerosos estudos têm sido realizados com o objetivo de determinar o teor crítico de cloretos que daria início ao processo de despassivação da armadura. Uma das razões para a dispersão dos valores é o grande número de variáveis que interferem na quantidade de cloretos necessária para despassivar a armadura. A outra razão é a falta de consenso sobre se o teor crítico de cloretos deve estar baseado em fatores deterministas (observação visual, potencial ou corrente de corrosão) e/ou em expressões relativas (como a taxa de  $\text{Cl}^-/\text{OH}^-$  sobre o peso do cimento ou do concreto).

Apesar de o conhecimento do teor crítico de cloretos para despassivar a armadura ser de grande importância para os modelos de previsão da vida útil das estruturas, este valor não é de consenso geral e, segundo HOFFMANN (2001) pode variar de 0,1% a 1%, dependendo da experiência de cada país. BOWNE, citado por esta autora, diz que a corrosão poderá iniciar com teores de íons cloreto entre 0,4% e 0,6%, em relação à massa de cimento, estando presentes todas as outras condições (eletrólito, oxigênio e diferença de potencial).

Segundo ANDRADE & HELENE (2002), o ACI C318 recomenda, para estruturas de concreto armado, um valor máximo de cloretos totais de 0,15% em relação à massa de cimento. Para concreto protendido o ACI C 201 reduz este valor para 0,08% de cloretos totais sobre a massa de cimento.

MEHTA (2003) relata que concentrações de cloretos entre 0,6 a 0,9  $\text{kg/m}^3$  no concreto, ou de 200 a 1200  $\text{g/l}$  na solução dos poros, são suficientes para causar a dissolução da camada de passivação.

A NBR 6118/1980 estipulava o valor limite de 0,003% de cloretos, relativo à massa do concreto. Já o regulamento CIRSOC 201, de 1982, fixa a concentração máxima, com base nos componentes da mistura, como segue (GALVÃO *et al*, 2002):

|  |                   |
|--|-------------------|
| Estruturas de concreto simples             | $Cl^- < 2000$ ppm |
| Estruturas de concreto armado convencional | $Cl^- < 1000$ ppm |
| Estruturas de concreto protendido          | $Cl^- < 150$ ppm  |

ALONSO *et al* (2000) realizaram estudos para determinar o teor crítico de cloretos para despassivar a armadura, baseado nas medidas de corrente de corrosão, cloretos livres e cloretos totais, bem como na relação  $Cl^-/OH^-$ . Foram utilizadas tanto barras lisas quanto nervuradas. A corrosão ativa foi considerada quando, na área menos exposta, a taxa de corrosão das barras de aço foi superior a  $0,1 \mu A/cm^2$ . Os autores chegaram às seguintes conclusões:

- teor crítico de cloretos livres: 0,39 % a 1,16 % sobre a massa do cimento;
- teor crítico de cloretos totais: 1,24 % a 3,08 % sobre a massa do cimento;
- máxima relação  $Cl^-/OH^-$ : 1,17 a 3,98 na solução dos poros;
- existe uma correlação linear entre a corrente de corrosão (em  $\mu A/cm^2$ ) e o conteúdo de cloretos, que pode ser expressa de diferentes formas:

$$\log I_{média} = -1,07 + 0,76 \cdot \log(\%Cl^-_{totais})$$

$$\log I_{média} = -0,74 + 0,64 \cdot \log(\%Cl^-_{livres})$$

$$\log I_{média} = -1,04 + 0,57 \cdot \log(Cl^-/OH^-)$$

- O tipo de aço não teve influência significativa no teor crítico de cloretos, sendo que as barras nervuradas apresentaram  $I_{média}$  ligeiramente superior.

### 1.3.3.2 Fatores que influenciam o ingresso de íons cloreto no concreto

#### 1.3.3.2.1 Fatores ambientais

Antes mesmo do seu lançamento na fôrma, o concreto está sujeito às ações do meio, tais como as variações térmicas e de umidade. Depois de concluídas, as estruturas de concreto passam por ciclos de temperatura diários (noite e dia) e sazonais. Estes ciclos, segundo ANDRADE *et al* (2002), influenciam a umidade relativa interna do concreto, bem como a taxa de corrosão da armadura.

ANDRADE *et al* (2002) identificaram quatro principais eventos climáticos que influenciam a taxa de corrosão das armaduras, devido às mudanças da condição hidrotérmica do concreto, a saber: ciclos noite-dia; ciclos sazonais; temperaturas extremas; e períodos de chuva. Em peças não protegidas é a chuva (conteúdo de umidade do concreto) que controla a taxa de corrosão. Em concretos protegidos da água da chuva, é a temperatura o fator controlador do seu conteúdo de umidade e da taxa de corrosão.

##### 1.3.3.2.1.1 Temperatura

A temperatura exerce grande influência na durabilidade das estruturas de concreto, pois na grande maioria dos processos de natureza química, a elevação da temperatura aumenta

a cinética das reações (NEVILLE, 1997). Para o autor, esta seria a razão pela qual estruturas que estão inseridas em regiões quentes se deterioram mais rapidamente do que aquelas localizadas em regiões de clima frio ou temperado.

Segundo MASLEHUDDIN (1994), citado por ANDRADE (2001), a elevação da temperatura promove a aceleração do processo corrosivo e a solubilidade dos sais, e as flutuações térmicas alteram os ciclos de umedecimento e secagem, bem como de expansão e retração do concreto. Tais ciclos causam variações volumétricas que podem resultar em microfissuras de origem térmica.

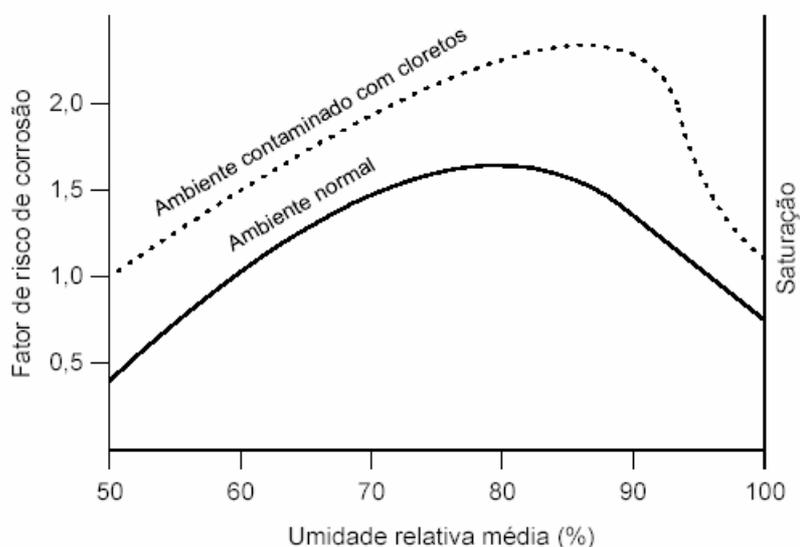
A existência de fissuras facilita a entrada de agentes agressivos, como os cloretos, para o interior da massa de concreto, potencializando os fenômenos de deterioração da estrutura.

#### 1.3.3.2.1.2 Umidade relativa

A umidade relativa ambiental está relacionada diretamente com a quantidade de água no interior dos poros do concreto (PEREPÉREZ (1987, *apud* ANDRADE, 2001). Isto se deve à permanente busca do equilíbrio higrotérmico que acontece no concreto, perdendo umidade para o meio ou dele retirando de acordo com o gradiente existente.

Os mecanismos de deterioração são, de uma forma ou outra, influenciados pelo conteúdo de umidade interna do concreto. A difusão de gases como o  $\text{CO}_2$  e o  $\text{O}_2$  dependem das condições de umidade dos poros. Em concretos saturados, a difusão destes gases praticamente não ocorre (NEVILLE, 1997). Já em concretos com poros quase secos a migração e difusão de íons, como os sulfatos e cloretos, é dificultada.

A influência da umidade relativa no potencial de corrosão em ambientes contendo cloretos é mostrada de forma esquemática na Figura 1.3. Como pode ser visto nesta figura, a umidade relativa tem grande influência sobre o risco de corrosão da armadura, pois se os poros estiverem saturados, o acesso de oxigênio será limitado e com baixos valores de umidade a resistividade do concreto é aumentada, minimizando o risco de corrosão (ANDRADE, 1992).



**Figura 1.3** – Influência do teor de umidade sobre o risco de corrosão, considerando o concreto de cobrimento. Figura adaptada de (CEB, 1993, *apud* ANDRADE, 2001).

### 1.3.3.2.2 Condições de exposição

A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento destas estruturas (HELENE, 1997).

Para SOUZA & RIPPER (1998), o concreto não é um material de construção imune para as condições ambientais de exposição, sendo instável ao longo do tempo com a modificação de suas propriedades físicas e químicas, mediante o desenvolvimento de processos de interação entre os componentes da estrutura e os agentes do meio ambiente. Assim, a deterioração é a consequência oriunda destes processos físicos e químicos, que compromete o desempenho da estrutura, sendo os agentes agressivos designados de agentes de deterioração.

A partir de uma síntese de diversas publicações, HELENE (1997) elaborou uma classificação de agressividade ambiental, do ponto de vista da durabilidade das obras de concreto armado, transcritas no Quadro 1.1. A classificação da agressividade do meio ambiente às estruturas de concreto armado e protendido, pode ser avaliada, simplificada, para fins de projetos correntes, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes, conforme Quadro 1.2.

**Quadro 1.1** – Classes de Agressividade Ambiental (HELENE, 1997)

| CLASSE DE AGRESSIVIDADE | AGRESSIVIDADE | RISCO DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURAS |
|-------------------------|---------------|-------------------------------------|
| I                       | Fraca         | Insignificante                      |
| II                      | Média         | Pequeno                             |
| III                     | Forte         | Grande                              |
| IV                      | Muito forte   | Elevado                             |

#### 1.3.3.2.2.1 Concentração superficial

Uma vez que o transporte de cloretos se dá, principalmente, pelos mecanismos de difusão e migração, a concentração destes íons na superfície exposta tem grande influência na velocidade em que os fenômenos de degradação irão ocorrer, refletindo diretamente na vida útil da estrutura.

Segundo a abordagem clássica, o movimento *Browniano* de íons na solução induz um transporte de substâncias por difusão, em uma escala macroscópica, desde que exista um gradiente químico na solução. Como simplificação, é assumido que a atividade de uma solução salina pode ser substituída por um valor de concentração (NUGUE *et al*, 2004). Deste modo, no regime estacionário, a difusão de substâncias para o interior do concreto é proporcional ao gradiente de concentração entre a superfície e o interior do elemento estrutural.

Nesse princípio é que estão baseados alguns modelos para previsão da vida útil das estruturas de concreto armado, que utilizam a 1ª Lei de Fick, que estabelece que o fluxo de íons através do concreto é proporcional a um coeficiente (de difusão) multiplicado pelo gradiente de concentração da substância a partir da superfície.

**Quadro 1.2** – Classes de Agressividade do Ambiente em Função das Condições de Exposição (HELENE, 1997)

| MACRO-CLIMA                | MICRO-CLIMA                  |  |                              |  |
|----------------------------|------------------------------|--|------------------------------|--|
|                            | INTERIOR DAS EDIFICAÇÕES     |  | EXTERIOR DAS EDIFICAÇÕES     |  |
|                            | Seco <sup>1</sup> (UR < 60%) | Úmido ou ciclos <sup>2</sup> de molhagem e secagem | Seco <sup>1</sup> (UR < 60%) | Úmido ou ciclos <sup>4</sup> de molhagem e secagem |
| Rural                      | I                            | I  | I                            | II   |
| Urbano                     | I                            | II   | I                            | II   |
| Marinho                    | II                           | III  | -                            | III  |
| Industrial                 | II                           | III  | II                           | III  |
| Específico                 | II                           | III ou IV  | III                          | III ou IV  |
| Respingos de maré          | -                            | -  | -                            | IV   |
| Submerso <sup>3</sup> – 3m | -                            | -  | -                            | I  |
| Solo                       | -                            | -  | Não agressivo, I             | Úmido ou agressivo, II a IV                        |

**NOTAS:**

- 1: salas, dormitórios ou ambientes com concreto revestido com argamassa
- 2: vestiários, banheiros, cozinhas, garagens, lavanderias
- 3: obras no interior do nordeste do país, partes protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos
- 4: incluindo ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas

TANG (1999a) demonstrou, teoricamente, que o coeficiente efetivo de difusão, determinado através dos ensaios convencionais de difusão e migração não é constante, mas sim uma complicada função da concentração, que contém quatro principais fatores: o parâmetro  $k_{\tau}$ , descrevendo o efeito do campo elétrico; a taxa de velocidade cátion-ânion  $\beta_v$ ; o coeficiente de fricção  $f$ , que reflete as interações iônicas; e o coeficiente de atividade  $\gamma$ , que é também função da concentração.

No entanto, em experimentos para comprovação prática destas considerações teóricas, TANG (1999b) verificou que a dependência entre a concentração e os coeficientes de difusão e de migração de cloretos pode ser quantitativamente descrita apenas a partir dos parâmetros  $k_{\tau}$  e  $f$  descritos anteriormente.

Além da concentração, o tipo de cátion presente na solução salina também tem influência sobre a penetração de cloretos no concreto. Segundo ZHANG & GJÖRV (1996), o tipo de solução, bem como sua concentração, têm influência na velocidade de movimentação dos íons no concreto. A mudança no tipo de cátion de sódio para cálcio resulta num significativo aumento na taxa de difusão de cloretos (ZHANG & GJÖRV, 1995).

DELAGRAVE *et al* (1997) concluíram em seus estudos que o uso do cloreto de cálcio ao invés do cloreto de sódio aumentou a quantidade de cloretos combinados, para ambos os concretos, com e sem adições minerais.

#### 1.3.3.2.2 Estruturas de concreto armado em ambiente marinho

Os ambientes marinhos são especiais, pois desenvolvem alta agressividade, principalmente sobre as estruturas de concreto armado (MINEO e JÁUREGUI, 2002). Entretanto, a água do mar por si só não é particularmente um ambiente hostil para o concreto simples, mas o ambiente marinho pode ser muito nocivo para o concreto armado, devido à multiplicidade de agressões que estão presentes simultaneamente (DUVAL & HORMAIN, *apud* AÏTCIN, 2003).

De acordo com sua localização em relação à margem e ao nível do mar, uma estrutura de concreto apresenta diferentes zonas de exposição, cada uma com suas próprias características e riscos, que podem ser classificadas em zona: de atmosfera, de respingos, de variação de marés, submersa e enterrada. As formas de deterioração da estrutura são peculiares a cada zona de exposição e podem não ser uniformes ao longo da estrutura.

Assim, uma estrutura de concreto, em ambiente marinho, está essencialmente sujeita a quatro tipos de fatores agressivos (AÏTCIN, 2003):

- fatores químicos relacionados à presença de vários íons dissolvidos na água do mar ou transportados pelo ar;
- fatores geométricos relativos à flutuação do nível da água (ondas, marés, tempestades, etc);
- fatores físicos, como o gelo e degelo, molhagem e secagem, etc;
- fatores mecânicos, tais como a energia cinética das ondas, a erosão causada pela areia em suspensão na água, e até mesmo gelo em suspensão (praias do hemisfério norte).

Para AÏTCIN (2003), é a combinação destes diferentes fatores que pode ser extremamente nociva às estruturas de concreto armado.

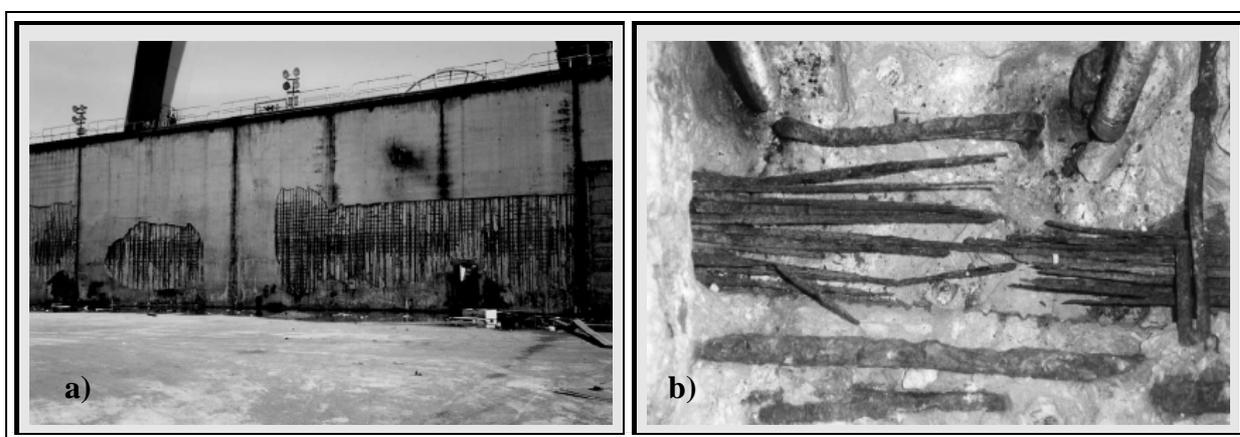
KOPSCH & PADARATZ (2001) avaliaram as diferenças de agressividade que podem ocorrer num mesmo elemento estrutural inserido em ambiente marinho. Os autores determinaram o teor de cloretos em diferentes regiões de dois conjuntos de blocos e pilares da Ponte Colombo Machado Salles, que liga Florianópolis a Ilha de Santa Catarina, no litoral sul brasileiro. Foram verificadas diferenças de concentração de cloretos tanto na direção vertical quanto para diferentes faces de um mesmo conjunto bloco-pilar. Houve variação decrescente no teor de cloretos a partir do bloco (no nível do mar) em direção ao topo dos pilares, sendo este gradiente de concentração mais elevado na face norte do pilar norte.

No entanto, a ação agressiva do ambiente marinho não se restringe apenas às zonas marítimas e de costa, se estendendo em direção ao continente, atingindo construções relativamente distantes da margem.

MEIRA *et al* (2003) verificaram que as construções localizadas na zona de atmosfera marinha sofrem distintos níveis de agressividade e função da distância do mar. Estes autores, investigaram os perfis de concentração de cloretos em peças de concreto localizadas a diferentes distâncias do mar, na zona costeira na região Nordeste do Brasil, e observaram que: não há uma relação linear entre os cloretos da névoa marinha e aqueles que penetram no concreto; o efeito da distância na redução da taxa de deposição de cloretos foi mais acentuado nos primeiros 200m de distância do mar, seguindo uma função do tipo  $c = a.x^{-b}$ , onde  $c$  é a deposição de  $Cl^-$  e  $x$  a distância em relação ao mar.

COSTA & APPLETON (2002) realizaram estudos de caso em *docks*, cais e pontes situadas em ambiente marinho, em Portugal. Tais estruturas (de concreto armado e protendido) apresentavam deterioração prematura e em grande escala, devido a corrosão das armaduras, conforme ilustra a Figura 1.4. Para os autores, as principais razões do baixo desempenho das estruturas de concreto seriam a baixa qualificação da mão de obra utilizada e o conhecimento deficiente sobre os mecanismos de deterioração por parte dos técnicos envolvidos, os quais resultaram em planejamentos insuficientes e estimativas equivocadas dos efeitos do ambiente.

O entendimento das condições ambientais, nas quais as estruturas estarão sujeitas e a resistência dos materiais à ação das substâncias agressivas, segundo COSTA & APPLETON (2002), são a chave para o projeto e a execução de estruturas duráveis, assim como para a elaboração de métodos racionais para reparo de estruturas deterioradas.



**Figura 1.4** – Deterioração prematura em estruturas sujeitas ao ambiente marinho, no litoral de Portugal. a) deterioração típica das paredes dos *docks* após 10 anos de exposição; b) corrosão em barras de aço de protensão em dutos com falhas de concretagem (COSTA & APPLETON, 2002).

#### 1.3.3.2.3 Fatores inerentes ao concreto

A resistência do concreto aos diferentes meios agressivos depende, entre outros fatores, das práticas construtivas, da natureza e tipo dos seus materiais constituintes, assim como da composição e dosagem do concreto, ou seja, depende do tipo e consumo de cimento e adições, da relação a/ag e da natureza e diâmetro máximo dos agregados.

Uma diretriz geral, conforme literatura técnica, ressalta que a durabilidade de uma estrutura de concreto é determinada por quatro fatores, identificados como a regra dos 4C, a saber (HELENE, 1997):

- Composição ou traço do concreto;
- Compactação ou adensamento efetivo do concreto na estrutura;
- Cura efetiva do concreto na estrutura;
- Cobrimento das armaduras.

Por outro lado, a difusividade de íons cloreto no concreto depende da sua estrutura de poros, da temperatura, da umidade relativa, das interações eletrostáticas entre íons e as paredes dos poros, além do consumo e composição química do cimento (HELENE, 1993a).

Deste modo, no âmbito do presente trabalho, serão discutidas neste tópico as influências que a relação água/aglomerante e a composição química dos cimentos e das adições minerais exercem sobre a penetração de cloretos no concreto, uma vez que as influências das condições de cura nas características mecânicas e de durabilidade do concreto serão abordadas no Capítulo 2.

#### 1.3.3.2.3.1 Relação água/aglomerante

A relação a/ag é um parâmetro de grande importância para o concreto, pois tem influência direta sobre a formação da sua microestrutura e da rede de poros, sendo o tamanho e a interconectividade dos poros os principais fatores controladores do ingresso de cloretos, pois facilitam ou impedem o deslocamento destes íons no interior do concreto (PEREIRA, 2001).

Para NGALA *et al* (1995), a relação a/ag é o parâmetro principal que influencia a penetração de cloretos no concreto, devido ao refinamento da porosidade capilar que se obtém com baixas relações a/ag. Nestes concretos, os íons cloreto são obrigados a se difundir por caminhos mais tortuosos e desconectos, o que dificulta seu ingresso para o interior do concreto.

SILVA & VIEIRA (2001), estudando as influências das condições de cura na microestrutura do concreto, verificaram que a elevação da relação a/ag aumentou os tempos de início e fim de pega. Aos 28 dias de idade, a microestrutura do concreto foi muito mais influenciada pela relação a/ag do que pela temperatura de cura. O aumento no conteúdo de água no concreto, concluem os autores, leva a microestruturas mais porosas, com hidratos de cimento mais desenvolvidos, com maiores dimensões.

HOFFMANN e DAL MOLIN (2002) investigaram o comportamento do coeficiente de difusão em concretos com diferentes relações a/ag, com e sem adição de sílica ativa. A autoras observaram que a redução na relação a/ag de 0,75 para 0,28 diminuiu o coeficiente de difusão de cloretos em 70%, refletindo num prolongamento de 157% na vida útil de uma estrutura hipotética.

O aumento na penetração de cloretos com a elevação da relação a/ag, para os mais variados tipos de concretos, foi observado por diversos pesquisadores, tais como TORII e KAWAMURA (1992), ISIAI (1995), PEREIRA (2001), GASTALDINI *et al* (2002), DAL RI (2002), entre outros. De acordo com TORII & KAWAMURA (1992), a porosidade total do concreto é aumentada com a relação a/ag.

Entretanto, em experimentos com concretos contendo cimento puro e com adição de 50% de cinza volante, DHIR *et al* (1997) verificaram que, para ambos os tipos de cimento, a capacidade de fixação de cloretos aumentou com a elevação da relação a/ag. Os autores comentam que TANG & NILSSON (1993) observaram tendências semelhantes em seus experimentos com cimento Portland utilizando a mesma técnica. MANGAT & MOLLOY (1995), analisando a solução dos poros de misturas com escória granulada de alto forno também observaram tal comportamento.

Por outro lado, conforme relatam NGALA *et al* (1995), a difusão iônica tem sido largamente estudada por diversos pesquisadores. Tais experimentos têm encontrado, geralmente, que a relação a/ag tem grande influência na difusão iônica. Isto tem sido atribuído às alterações ocorridas na estrutura de poros, quando se varia a relação a/ag. Para os autores, a taxa de difusão de íons cloreto, através de pastas de cimento hidratadas e saturadas, diminui

significativamente com a redução da relação a/ag, tendendo a valores muito baixos, com a porosidade capilar se aproximando de zero.

#### 1.3.3.2.3.2 Composição química do cimento e das adições

Para DHIR *et al* (1996), o ingresso de cloretos através da camada de revestimento é influenciado pela natureza física dos poros interconectados e a capacidade de fixação físico-química dos cloretos durante os processos de absorção e difusão. Enquanto o primeiro é controlado diretamente pela relação a/ag e o grau de hidratação, a capacidade de fixação/combinção de cloretos é função do conteúdo e tipo de aglomerante.

Diversos pesquisadores têm estudado a influência da composição química dos aglomerantes na resistência à penetração de cloretos do concreto.

CSIZMADIA *et al* (2001) relatam que existem vários mecanismos de fixação/combinção de cloretos durante a hidratação do cimento: cloretos podem ser ligados ao gel de C-S-H, como um complexo oxi-cloreto de cálcio, um sal de Friedel (um cloreto contendo uma fase AFm,  $C_3A.CaCl_2.H_{10}$ ), ou seu análogo metálico ( $C_3F.CaCl_2.H_{10}$ ) pode ser formado também, especialmente sob baixas temperaturas. A combinação dos cloretos com a fase  $C_4AF$  do cimento, para formação dos sais de Friedel, também foi descrita por SURYAVANSHI *et al* (1995).

Os produtos de hidratação das fases ferro-aluminato são similares aqueles das fases tri-cálcio-aluminatos, ou seja, na presença de gesso, são formadas fases AFt e/ou AFm, etringita e “monossulfato”, respectivamente. Os sais de Friedel são estáveis em soluções básicas ( $pH > 12$ ), mas são desestabilizados em soluções com baixo pH, que podem ser causadas, por exemplo, por carbonatação. Outro fator, como a presença de agregados ácidos ou adições minerais (sílica ativa) pode causar o decréscimo do pH, afetando a estabilidade dos sais de Friedel e, por consequência, a diminuição da resistência do cimento contra o ataque de cloretos. O equivalente alcalino também exerce influência sobre a capacidade de fixação de cloretos do concreto. O conteúdo de álcalis parece ter um efeito inibidor sobre a capacidade de fixação de cloretos. Este fato, no entanto, é encoberto por uma acentuada elevação da concentração de  $OH^-$  na solução dos poros, causando uma diminuição da relação  $Cl^-/OH^-$  (CSIZMADIA *et al*, 2001).

YEAY & KIM (2005) observaram que, embora o cimento Tipo V – ASTM (resistente a sulfatos) possa aumentar a resistência química ao ataque de sulfatos, que causam expansão e fissuração do concreto, a resistência à corrosão do concreto armado é agravada, devido ao conteúdo de  $C_3A$  deste cimento ser muito menor que o cimento Tipo I – ASTM.

HUSSAIN *et al* (1995) relatam que a capacidade de fixação de cloretos e o tempo de iniciação da corrosão podem ser aumentados de 2,43 e 2,45 vezes, respectivamente, com o aumento no conteúdo de  $C_3A$  de 2% para 14%.

RASHEEDUZZAFAR *et al* (1990) encontraram que o cimento TIPO I – ASTM, contendo 9,5% de  $C_3A$ , em massa, fixa quase 1,6 vez mais cloretos que um cimento contendo 2,8% de  $C_3A$ . Por esta razão SURYAVANSHI *et al* (1998) sugerem que cimentos contendo maior quantidade de  $C_3A$  devem ser recomendados para estruturas localizadas em ambientes marinhos e próximos da costa. E YEAU & KIM (2005) acrescentam que prevenir o ataque de íons cloreto é mais benéfico que prevenir o ataque de íons sulfatos, em casos onde coexistam íons sulfatos e cloretos.

De acordo com RASHEEDUZZAFAR *et al* (1991) existe um teor crítico de cloretos para cada tipo de cimento, que depende do seu conteúdo de álcalis, de  $C_3A$  e de  $C_4AF$ .

Além destes compostos, deve-se considerar também o conteúdo de sulfatos no cimento (HUSSAIN *et al*, 1994). Uma competição ocorre entre os sulfatos e os cloretos para reagirem com o  $C_3A$  ou  $C_4AF$ , e estes tem preferência para reagirem com os sulfatos, fazendo com que a concentração de cloretos na solução dos poros seja aumentada (CSIZMADIA *et al*, 2001). O tipo de cátion do sulfato também exerce influência na fixação de cloretos: a capacidade de fixação de cloretos do cimento diminui rapidamente com o aumento do conteúdo de sulfatos derivados dos sulfatos de sódio e de cálcio. Para um mesmo conteúdo de sulfatos, pastas contendo  $CaSO_4$  têm maior capacidade de fixar cloretos que pastas contendo  $NaSO_4$  (XU, 1997).

ARYA & XU (1995) investigaram os efeitos do tipo de cimento sobre a fixação de cloretos e a corrosão do aço no concreto. Foram comparados os resultados de concretos contendo cimento puro e com adições de cinza volante (35%), escória de alto forno (65%) e sílica ativa (10%). Os cloretos foram introduzidos no momento da mistura do concreto, em concentrações de 1% e 3% sobre o peso do cimento. Os autores concluíram que a fixação de cloretos não é um parâmetro que pode ser diretamente relacionado à taxa de corrosão, pois dependendo da concentração de  $Cl^-$  utilizada, as misturas que apresentam maior fixação de cloretos não apresentam necessariamente a menor taxa de corrosão. Isto se deve à grande influência que cada adição exerce sobre a fixação de cloretos, a concentração de  $OH^-$  nos poros e a difusão de óxidos e íons ferrosos.

De acordo ISAIA (1996), a adição de pozolanas aos concretos de alto desempenho modifica a porosidade e a microestrutura da pasta, incorporando cátions que influem na maior ou menor penetração de cloretos. As adições minerais, segundo TALBOT (1995), alteram a morfologia e a composição do C-S-H formado, via de regra com menor relação C/S, sendo, portanto, mais suscetível de adsorver íons e reduzir a difusão.

No entanto, altos teores de adições minerais podem reduzir o pH da solução dos poros até um nível em que os sais de Friedel são instáveis. A decomposição destes sais, aliada ao ingresso permanente de cloretos, aumentaria o nível de concentração destes íons na solução dos poros (DHIR *et al*, 1997).

Como visto, o ingresso de cloretos no interior do concreto é fortemente influenciado pela sua capacidade de fixar estes íons, formando os sais de Friedel que, além de reduzirem o teor de cloretos livres na solução dos poros (que atacariam a armadura), dificultam ainda mais o ingresso de outros íons. Segundo diversos autores, a fixação dos cloretos é dependente do maior ou menor teor de aluminatos do cimento ( $C_3A$  e  $C_4AF$ ).

DELAGRAVE *et al* (1997) acrescentam que, quando expressa sobre uma unidade de massa de gel básico de cimento, a quantidade total de cloretos combinados se mostrou independente da relação água/aglomerante e do tipo de cimento, em todos os casos estudados: cimentos Tipo I, II, III e V – ASTM. A quantidade total de cloretos combinados e a formação de cloro-aluminatos estão provavelmente mais relacionadas ao conteúdo total de aluminatos ( $C_3A + C_4AF$ ) do que apenas do conteúdo de  $C_3A$ .

Enfim, para MEHTA (1992), citado por ISAIA (1996), o tipo de aglomerante é mais decisivo para a resistência à penetração de cloretos do que o consumo de cimento ou a relação a/ag. Tal afirmativa parece ser válida para os concretos convencionais, que utilizam relações a/ag mais elevadas.

### 1.3.4 Métodos para determinação da resistência à penetração de cloretos do concreto

Existem vários métodos que podem auxiliar na determinação da resistência à penetração de cloretos do concreto, que são divididos em dois principais grupos: métodos naturais e métodos acelerados.

Os métodos para determinação do coeficiente de difusão natural, segundo ISAIA (1996), são procedimentos que consomem bastante tempo. Por esta razão, a maioria dos ensaios utiliza campo elétrico entre as faces de um corpo-de-prova com o intuito de acelerar os processos.

Entre os métodos para determinação da resistência à penetração de cloreto estão o método de migração proposto por ANDRADE (1993), o ensaio para determinação do teor de cloretos (ASTM C1152-92), o Teste Rápido de Penetração de Cloretos – TRPC (ASTM C1202-97) e o Ensaio de Penetração de Cloretos por Aspersão de Nitrato de Prata – EPCANP (AASHTO T259-80), entre outros.

No presente tópico, serão discutidos alguns aspectos específicos relativos, principalmente, ao TRPC e ao EPCANP, bem como suas limitações, já que estes foram procedimentos utilizados na presente pesquisa.

#### 1.3.4.1 Considerações sobre o Teste Rápido de Penetração de Cloretos – TRPC (ASTM C1202)

O TRPC consiste basicamente em aplicar uma diferença de potencial (60V/DC) entre duas faces de um corpo-de-prova cilíndrico, em que uma face está em contato com uma solução de hidróxido de sódio (pólo positivo) e a outra face em contato com uma solução de cloreto de sódio (pólo negativo). Durante o decorrer do ensaio, a diferença de potencial força os íons  $Cl^-$  a migrarem, através do cp, da solução de NaCl para a solução de NaOH. A corrente passante é medida durante um período de 6h, em intervalos de 30 min, conforme detalhado no item 4.7 do Capítulo 4. A carga total passante durante o período de ensaio indica a resistência à penetração de cloretos do concreto testado. Quanto maior for a carga total passante, menor é a resistência à penetração e vice-versa.

No entanto, muitas críticas têm sido feitas a este procedimento, em que pesquisadores afirmam que os resultados fornecidos pelo TRPC não representam a resistência à penetração de cloretos e sim uma medida de condutividade elétrica do concreto (ISAIA (1996); SHI *et al* (1998); WEE *et al* (2000); ANDRADE (1993); CALÇADA *et al* (2002); entre outros).

Em contrapartida, ISAIA (1996) diz que, apesar das críticas, e considerando que se trata de um ensaio que mede resistividade elétrica e não a permeabilidade, o TRPC tem sido aplicado a quase todos os tipos de concreto, sendo adotado como referência quando se deseja realizar comparações de concretos com diferentes composições, especialmente quanto ao desempenho da durabilidade, como a resistência à ação de cloretos e a corrosão da armadura. A vantagem deste ensaio, segundo o autor, estaria na facilidade de realização, demandando pouco tempo para a obtenção dos resultados.

ANDRADE (1993), citam diversos parâmetros que podem interferir na leitura da carga passante durante o TRPC, sendo os principais descritos a seguir:

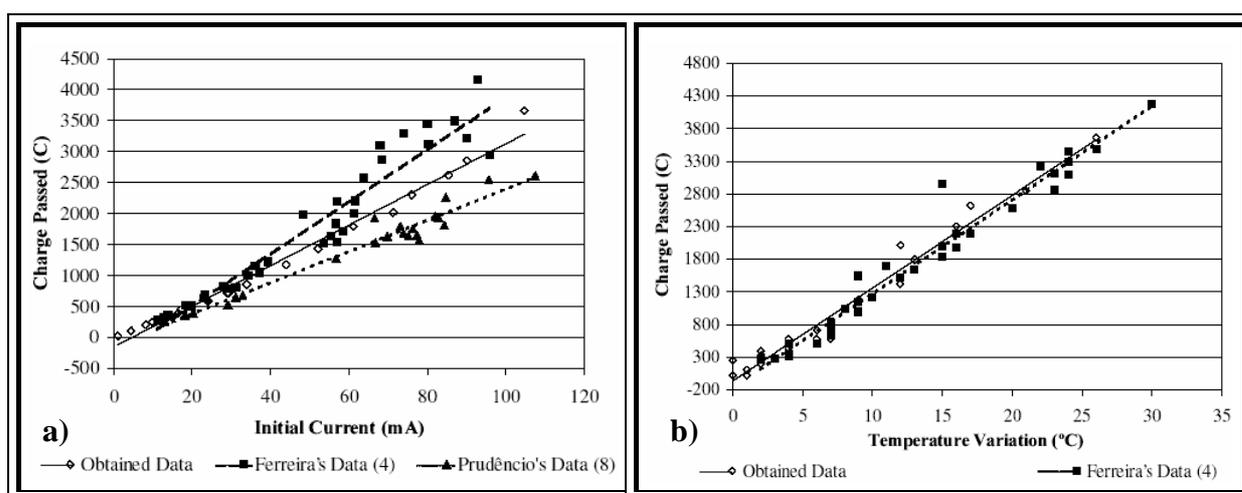
- a solução dos poros é composta por vários íons e todos podem participar da migração. No entanto, as cargas transportadas por cada tipo de íon não são iguais, pois estes possuem diferentes mobilidades iônicas. Assim, a corrente

total medida no ensaio não corresponderia exclusivamente ao fluxo de íons cloreto;

- no momento em que se estabelece o fluxo de íons, os cloretos podem reagir com o  $C_3A$  do cimento, fazendo com que o fluxo constante seja atingido somente depois de completadas todas as reações possíveis. Porém, o cálculo da carga total passante, desde o início do experimento, não distingue o fluxo simples do fluxo de cloretos mais as reações;
- devido à elevada diferença de potencial aplicada durante o ensaio, pode ocorrer a elevação da temperatura da solução (efeito *Joule*), o que tem influência sobre a velocidade do fluxo de íons.

Em seus estudos, ISAIA (1996) concluiu que os resultados de penetração de cloretos, segundo a ASTM C1202, parecem não ser adequados para determinar o grau de durabilidade de concretos de alto desempenho contendo pozolanas, quando analisados isoladamente, sem o auxílio de outras variáveis complementares. Entretanto, devido a boa correlação encontrada, o TRPC parece ser confiável para avaliar a quantidade total de cloretos retidos no CAD com pozolanas, desde que tenha sido estabelecida prévia correlação estatística. O mesmo não ocorre quando se analisa a correspondência entre a carga passante e a relação  $Cl^-/OH^-$ .

CALÇADA *et al* (2002) concordam com as afirmativas de que o TRPC não é um método para determinar a capacidade do concreto resistir a penetração de cloretos. Para os autores, a presença de íons cloreto na solução dos poros do concreto, deve-se não somente ao aumento da corrente passante durante o ensaio, mas também devido à elevação da temperatura. Seus experimentos consistiram em repetir o ensaio de penetração rápida de cloretos após o término do primeiro ensaio e a temperatura da solução ter atingido a temperatura ambiente. A diferença de potencial foi aplicada novamente e as correntes passantes anotadas. Entretanto, a alta corrente passante medida no final do primeiro ensaio não foi observada. A corrente passante foi praticamente a mesma do início do primeiro ensaio. Boas correlações foram encontradas entre a carga total passante *versus* corrente inicial e a carga total passante *versus* temperatura, conforme Figuras 1.5a e 1.5b, respectivamente.



**Figura 1.5** – Correlações entre carga passante e a corrente inicial (a) e carga passante e a variação da temperatura (b), durante o teste rápido de penetração de cloretos (CALÇADA *et al*, 2002).

Para SHI *et al* (1998), o TRPC é essencialmente uma medida de condutividade elétrica do concreto, que depende tanto da sua estrutura de poros quanto da composição química da solução dos poros, não sendo real para determinar a resistência à penetração de cloretos em concretos contendo adições minerais como a cinza volante, a escória de alto forno e a sílica ativa. O uso destes materiais tem influência marcante em ambas as propriedades, conforme detalhado no Capítulo 3. As adições alteram distintamente as concentrações dos íons presentes na solução dos poros ( $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{OH}^-$  e  $\text{SO}_4^{2-}$ ) e, conseqüentemente, a condutividade elétrica dos poros, o que gera distorções nos valores de corrente passante medidos durante o TRPC.

Assim, uma vez que a condutividade elétrica da solução dos poros é função da sua composição química, isto é, da concentração dos diversos cátions e ânions presentes na solução, a alteração na concentração de cada um destes constituintes, devido à incorporação de adições minerais, altera a condutividade total da solução dos poros, tendo reflexos diretos nos resultados obtidos por meio do TRPC. Por esta razão, a determinação da resistência à penetração de cloretos através da medida da corrente passante torna-se irreal.

#### **1.3.4.2 Relação entre os métodos para determinação da resistência à penetração de cloretos no concreto e suas implicações na previsão da vida útil das estruturas**

WEE *et al* (2000) avaliaram os resultados do TRPC para diversos concretos contendo adições de sílica ativa e escória de alto forno, em diversas proporções e finuras, mediante a comparação com os resultados do coeficiente  $k$  de difusão de cloretos, derivado do Ensaio de Penetração de Cloretos por Aspersão de Nitrato de Prata – EPCANP, ou *soaking test*, da AASTHO T-259 (este método é detalhado no capítulo 4). Os autores concluíram que para estes concretos o coeficiente  $k$  e a carga total passante seguem diferentes tendências, sugerindo que são propriedades independentes e controladas por diferentes fatores. A carga passante depende da microestrutura e da condutividade da solução dos poros (especialmente dos íons  $\text{OH}^-$ ), enquanto  $k$  depende, principalmente, da microestrutura e das alterações que nela ocorrem (como a fixação de íons cloreto) que restringem ou dificultam a mobilidade dos íons cloreto através da rede de poros. Boas correlações foram estabelecidas entre a carga passante e a resistividade elétrica (exponencial inversa), assim como entre a carga passante e a resistência à compressão axial (linear inversa).

ANDRADE *et al* (1999) estudaram a relação entre a carga passante no TRPC e a profundidade de penetração de cloretos obtida pelo método colorimétrico (método semelhante ao EPCANP). Neste ensaio a mudança de coloração devido à aspersão do  $\text{AgNO}_3$  é observada para conteúdos de cloretos de  $1,13 \pm 1,4\%$  sobre o peso do cimento. Neste experimento foram utilizados concreto com cimento puro e contendo adições de cinza volante, escória de alto forno e sílica ativa. Os autores afirmam que a carga passante, mesmo isoladamente, é um bom indicador da resistência à penetração de cloretos, sendo as dispersões nos valores de carga passante muito pequenas se comparadas aos resultados do método colorimétrico. Por fim, estabelecem uma relação linear ( $r = 0,924$ ) entre a carga passante e a profundidade de penetração (mudança de coloração), que segue a expressão:

$$Q = 3,56 + 2,54.x \quad (1.8)$$

onde,

Q: carga total passante durante o TRPC, em Coulomb/cm<sup>2</sup>;

x: profundidade de penetração, em mm.

Como visto, vários são os métodos utilizados na tentativa de prever o comportamento de uma estrutura de concreto quando exposta à determinada condição de agressividade. Porém, as reações da estrutura às ações do meio são de difícil previsão, uma vez que dependem de um grande número de parâmetros que são variáveis com o tempo, alguns inerentes à própria estrutura, outros relativos ao meio ambiente e às condições de uso e manutenção.

Segundo HELENE (1997), os métodos deterministas para previsão da vida útil das estruturas têm base científica nos mecanismos de transporte de gases, fluídos e íons através dos poros do concreto, no caso do período de iniciação da corrosão, e na Lei de Faraday para o período de propagação da corrosão. Os quatro principais mecanismos de transporte de massa no concreto (permeabilidade, absorção capilar, difusão de gases e íons, e migração de íons) podem ser simplificada e expressos por uma equação do tipo  $C = k.t^{1/2}$ , em que C é a extensão percorrida pelo agente agressivo, k é o coeficiente de um dos quatro mecanismos citados e t é a vida útil.

Devido ao grande número de parâmetros que interferem no ingresso de cloretos no concreto (concentração e tipo de cloretos, capacidade de combinação, grau de umidade dos poros, etc) e as variações destes com o tempo, a não consideração de uma outra variável, em determinado modelo de previsão da vida útil da estrutura, pode conduzir a resultados completamente distorcidos.

NUGUE *et al* (2004), analisando diversos métodos para previsão do ingresso de cloretos em materiais cimentícios, verificaram que, infelizmente, cada método fornece diferentes resultados para o perfil de concentração de cloretos e o coeficiente de difusão.

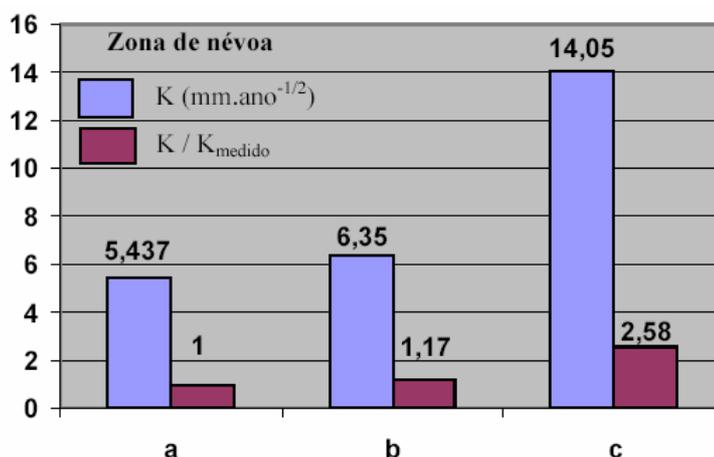
Deve-se considerar também que o ingresso de cloretos no concreto se dá em regime não-estacionário e, portanto, os coeficientes de difusão no estado estacionário não poderiam ser utilizados para previsão da vida útil das estruturas (JUSTNES & RODUM, 1997 *apud* HOFFMANN, 2001).

CASTELLOTE *et al* (2003) verificaram que para uso dos coeficientes de difusão de cloretos no estado não-estacionário deve-se considerar a concentração superficial e capacidade do concreto fixar estes íons, caso contrário, estes coeficientes conduziram a valores equivocados no cálculo do período de iniciação da corrosão das armaduras. Já os coeficientes no estado estacionário representam a conectividade dos poros e são menos enganosos que os coeficientes do regime não-estacionário. Aconselham os autores que a fixação de íons e a concentração superficial de íons no ambiente real devem ser incluídos na determinação da vida útil da estrutura.

Por outro lado, GUIMARÃES & HELENE (2000) dizem que os modelos deterministas, baseados somente nas leis de Fick, apresentam diferenças consideráveis em relação aos perfis de cloretos efetivos em estruturas marítimas existentes, pois os coeficientes de difusão utilizados são obtidos em ensaios de laboratório com corpos-de-prova na condição saturada. Um fator importante a ser considerado nestes modelos é a influência do grau de saturação (GS) do concreto, já que a facilidade, ou não, dos íons cloreto penetrarem no concreto depende da quantidade de água no interior dos poros.

Assim, o grau de saturação é um fator mais decisivo na intensidade de penetração de cloretos que o teor de umidade, como também a interligação dos poros é mais importante que o teor total de vazios no concreto (GUIMARÃES & HELENE, 2000).

A Figura 1.6 ilustra as distorções que podem ocorrer quando se considera, ou não, o grau de saturação do concreto e a superfície de ataque. Como pode ser visto, nesta figura, o cálculo do coeficiente de difusão, considerando o GS e a superfície de ataque, apresenta uma variação de apenas 17% do real observado na estrutura. Porém, a não consideração da superfície de ataque e o grau de saturação no cálculo do  $k$  conduz a um coeficiente que é cerca de 2,58 vezes maior que o real.



**Figura 1.6** – Coeficiente de penetração de íons cloreto para a região da estrutura situada na zona de névoa: a) através dos perfis medidos *in loco*; b) previsto considerando do grau de saturação e a superfície de ataque; c) previsto não considerando o grau de saturação e a superfície de ataque (GUIMARÃES & HELENE, 2002).

Finalmente, para NUGUE *et al* (2004), a comunidade científica deveria admitir que não existem, ainda, ferramentas experimentais para determinar o coeficiente de difusão aparente para os cloretos, sem mencionar os coeficientes aparentes e efetivos para outros íons, sobre os quais pouco se conhece. Para os autores, seria o momento de se determinar ensaios específicos para o coeficiente de difusão e para a combinação de íons cloreto, para que todos façam referência aos mesmos parâmetros, a fim de evitar grandes equívocos.

## **CAPÍTULO 2 IMPORTÂNCIA DA CURA NA MELHORIA DA QUALIDADE E DURABILIDADE DO CONCRETO**

### **2.1 INTRODUÇÃO**

Segundo NEVILLE (1997), a cura corresponde ao conjunto de medidas tomadas com a finalidade de evitar a evaporação prematura da água necessária à hidratação, controlar a pega e o endurecimento do cimento, bem como a temperatura interna, a saída e a entrada de umidade no concreto.

BAUER *et al* (1999) definem cura como sendo o processo mediante o qual mantém-se um teor de umidade satisfatório do concreto, evitando a evaporação de água de mistura, garantindo, ainda, uma temperatura favorável durante o processo de hidratação dos materiais aglomerantes, de modo que as propriedades desejadas possam se desenvolver. A resistência potencial, bem como a durabilidade do concreto, somente serão desenvolvidas satisfatoriamente se a cura for realizada adequadamente e por um período de tempo apropriado. Segundo o autor, a cura é essencial para a obtenção de um concreto de boa qualidade.

O CEB, segundo HOFFMANN & DAL MOLIN (2002), especifica que o processo de cura deve se desenvolver continuamente durante o tempo mínimo suficiente para que o concreto atinja 70% da resistência especificada para a estrutura.

Para GOWRIPALAN *et al* (1990, *apud* HOFFMANN, 2001) a cura tem como objetivo manter o concreto o mais próximo possível do estado saturado, não permitindo a perda da água até que os espaços da pasta de cimento fresca, que são inicialmente ocupados pela água, tenham sido preenchidos pelos produtos de hidratação do cimento.

Assim, a ocorrência da perda da água de amassamento no início da pega e nas primeiras idades de endurecimento do concreto pode ocasionar a diminuição da taxa de hidratação das partículas do cimento e o aparecimento de vazios capilares no concreto. ANDRIOLO & SGARBOZA (1996), citados por GEYER *et al* (2004), relatam que tais fatores têm influência decisiva na evolução da resistência e na ocorrência de fissuras e trincas indesejáveis.

TAN & GJÖRV (1996) afirmam que a hidratação do cimento somente ocorrerá quando a pressão de vapor nos capilares for suficientemente alta, por volta de 80% da pressão de saturação. Logo, uma secagem do concreto nas primeiras idades pode paralisar a hidratação do cimento antes que os poros sejam preenchidos pelos produtos de hidratação e, portanto, uma estrutura de poros contínua poderá ser formada, estabelecendo um fácil caminho para a entrada de agentes agressivos responsáveis pela deterioração das estruturas de concreto. Esta secagem prematura também conduz a uma maior retração e fissuração, agravando o processo de deterioração.

Para que o potencial do concreto, no que se refere à resistência e durabilidade, seja completamente alcançado, é essencial que este seja curado adequadamente (RAMEZANIANPOUR & MALHOTRA, 1995). Para estes autores, a cura se torna ainda mais importante se o concreto tiver adições minerais como cinza volante, escória de alto forno e sílica ativa, e for exposto a um ambiente quente e seco imediatamente após a moldagem.

Além disso, a idéia de que os concretos com cimentos compostos requerem longos períodos de cura, em oposição àqueles com cimento puro, é ainda uma questão frequentemente debatida entre tecnologistas e pesquisadores. Concretos com cimentos

compostos necessitam de 28 a 90 dias de cura para atingirem propriedades superiores àqueles com cimento sem adições GÜNEYISI *et al* (2005).

Nos concretos convencionais, com maior relação a/c, há unanimidade em aceitar que uma cura adequada é essencial para a obtenção de um concreto durável. Porém, a necessidade do concreto de alto desempenho ser curado constitui assunto polêmico no meio técnico. Mesmo para aqueles que defendem a sua adoção, o tipo e duração da cura são igualmente polêmicos (BATTAGIN *et al*, 2002).

BAUER *et al* (1999) investigaram a importância dos processos de cura aplicados em obra. Foram analisadas quatro diferentes dosagens de concretos utilizando dois tipos de cimento, CP II-E-32 e CP-V-ARI, submetidos a quatro tipos de cura: cura em câmara úmida por 3, 7 e 28 dias, e cura com agente químico. Os desempenhos dos concretos foram avaliados através da resistência à compressão axial, absorção e índice de vazios e absorção por capilaridade. De acordo com estes autores, para um período de cura úmida de pelo menos 7 dias, as propriedades do concreto são satisfatórias. Acrescentam ainda que mesmo as obras comuns, não expostas a algum tipo de ambiente agressivo, deveriam receber pelo menos 3 dias de cura úmida.

Conforme relata BARBOSA *et al* (1999), as várias qualidades desejáveis num bom concreto, tais como a resistência mecânica à ruptura e ao desgaste, impermeabilidade e resistência ao ataque de agentes agressivos, são extermamente favorecidas e até mesmo somente conseguidas através de uma boa cura, devendo os concretos de alto desempenho merecer atenção redobrada, embora a cura desse tipo de concreto seja ainda assunto de discussão e dúvidas.

A literatura sobre a eficiência dos procedimentos de cura é controversa, no que diz respeito aos efeitos sobre as propriedades mecânica dos concretos de alta resistência (WEBER & REINHARDT, 1997). Os autores afirmam que os métodos de cura tradicionais podem ser falhos no caso de concretos contendo baixas relações a/ag e com adições de sílica ativa. A explicação estaria no fato de que a hidratação nestes concretos se processa rapidamente e a pasta de cimento hidratada é muito densa. A água do exterior não pode chegar até o interior do concreto para prover completa hidratação.

Na mesma linha de pensamento, BENTUR *et al* (1999), SELLEVOLD *et al* (1994) e SHCARAGE & SUMMER (1994), citados por ZHUTOVSKY *et al* (2004), dizem que concretos de alto desempenho com relações a/ag extremamente baixas são caracterizados, freqüentemente, por alta sensibilidade à fissuração devido ao aumento da retração autógena. A principal razão para esta retração autógena, a auto-secagem (BENTZ *et al* (1997) e KOENDERS & van BREUGUEL (1997) *apud* ZHUTOVSKY *et al*, 2004), que, por sua vez, é causada por retração química, não pode ser eliminada através dos métodos de cura tradicionais.

Para AİTCIN (2000), a cura é realizada por duas razões: hidratar tanto quanto possível o cimento presente na mistura e para minimizar a retração.

A retração total do concreto é uma combinação de outras retrações (plástica, autógena e hidráulica), se caracterizando por uma diminuição do volume aparente do concreto. A retração plástica é a secagem prematura do concreto ainda fresco, gerando uma rede de capilares em sua superfície. A retração autógena ou auto-secagem ocorre devido à drenagem, através dos capilares, da água dos poros maiores para os poros menores provocando uma contração volumétrica. E a retração hidráulica se desenvolve devido à evaporação da água contida na rede de poros capilares que possuem comunicação com a superfície, por meio de

um desequilíbrio entre a umidade relativa interna do concreto e a do ar externo (AİTCIN, 2000).

Devido à estrutura mais porosa e com poros de maiores dimensões, nos concretos convencionais predomina a retração hidráulica. Já nos concretos de alto desempenho, a retração autógena tem maior importância, pois estes concretos apresentam, geralmente, uma menor porosidade e uma rede de poros mais fina, favorecendo a auto-secagem, o que resulta numa diminuição de volume. Desta forma, o concreto de alto desempenho deve ser curado de forma distinta do concreto convencional (AİTCIN, 2003).

A retração autógena não ocorrerá no CAD se a rede de poros estiver interconectada com a superfície do concreto, e este tiver acesso ao suprimento externo de água. Porém, se a interconexão dos poros capilares for interrompida, o CAD poderá sofrer retração autógena mesmo quando curado com água (AİTCIN, 2003). A Figura 2.1 exemplifica este comportamento.

Assim, AİTCIN (2000) conclui que a cura do CAD é necessária tão logo inicie a hidratação do cimento. Quanto mais rápida for a hidratação do cimento, mais rápida e crítica deve ser a cura. Quanto mais baixa for relação a/ag, mais elevada será a retração autógena e maior a necessidade de água.



**Figura 2.1:** Influência das condições de cura na ocorrência da retração autógena – adaptado de AİTCIN (2003).

## 2.2 TIPOS E PROCEDIMENTOS DE CURA

Os métodos de cura são classificados, de um modo geral, em dois tipos: cura por molhagem e cura por membrana. A cura por molhagem consiste em deixar a superfície do concreto continuamente saturada ou o mais próximo disto, mediante espalhamento contínuo ou por inundação. A cura através de membranas impermeáveis consiste em evitar a perda da água do interior do concreto. Neste caso, não há ingresso de água do meio exterior para dentro do concreto (NEVILLE, 1997).

Entre as técnicas de cura por molhagens, destacam-se a cura por imersão, por aspersão de água e através de vapor em ambiente saturado. O uso de mantas ou lâminas de polietileno, e mais recentemente, a aplicação de agentes de cura químicos, representam os

métodos de cura por membrana. Estes agentes de cura química são compostos (de base acrílica, parafina, borracha clorada, hidrocarbonetos, etc) aplicados sobre a superfície do concreto por pulverização, formando, assim, uma película impermeável que evita a saída da água do interior do concreto.

Segundo LORENZETTI *et al* (2001), as condições de conservação, às quais um concreto é submetido após sua fabricação e lançamento, podem ser muito diferentes das condições visadas pela especificação de cálculo e seleção de suas características de projeto. Para simular as condições reais de obra, estes autores avaliaram a eficiência de um laque de filme plástico de PVC adesivo transparente na resistência à compressão, perda de massa e absorção de água por capilaridade do concreto, em comparação com a cura por imersão em água com cal. Para isto, utilizaram cimentos tipo CP I-S-32 e CP II-Z-32, em dosagens de 300, 350 e 400 kg/m<sup>3</sup>. De acordo com estes autores, o ensaio de absorção de água por capilaridade permite acessar os poros capilares de diâmetros médios maiores, compreendidos entre 10<sup>-1</sup> e 10<sup>-5</sup> mm, que são eficazes na transferência de agentes agressivos para o interior do concreto. O uso do filme plástico adesivo, como se os corpos-de-prova estivessem na própria forma, pouco contribuiu para os indicadores da durabilidade.

O desempenho dos agentes de cura químicos na melhoria das propriedades do concreto ainda não é conclusivo. BAUER *et al* (1999) comparou a resistência à compressão de concretos curados em câmara úmida, e com aplicação de agente químico composto por emulsão de hidrocarbonetos. Seus resultados mostraram que em ordem decrescente de resistência à compressão os concretos que tiveram melhor desempenho foram: cura úmida por 28 dias, cura úmida por 7 dias, cura úmida por 3 dias, cura química e sem cura.

No mesmo sentido, GEYER *et al* (2004) analisaram o efeito de quatro diferentes tipos de cura em concretos executados em região com umidade relativa do ar abaixo de 45%. Os autores avaliaram a resistência à compressão aos 28 dias de concretos curados em câmara úmida, ao ar livre, com molhagem diária e cura química (base parafínica). Os resultados obtidos indicaram que os concretos foram fortemente influenciados pelo tipo de cura adotado, sendo que os procedimentos com melhor desempenho a cura por molhagem diária, a cura úmida, a cura química e cura seca, nesta ordem.

No entanto, REPETTE & BENINCÁ (2004) concluíram que a utilização dos agentes de cura melhora as condições de cura, uma vez que promovem a redução da perda d'água, mesmo não havendo diferenças significativas nos valores de resistência à compressão em relação à argamassa de controle. Em seus experimentos avaliaram a eficiência de agentes de cura química segundo sua capacidade de retenção de água nas idades iniciais, por meio do ensaio de perda de massa em corpos-de-prova de argamassa com cimento CP V-ARI, armazenados em sala climatizada a 21±1°C e 55±5% UR.

Os procedimentos de cura utilizando imersão em água apresentaram também o melhor desempenho nos experimentos de COELLO *et al* (2001). Estes autores investigaram a influência dos métodos de cura sobre as propriedades físicas e mecânicas de concretos elaborados com cimentos do Tipo 1-320 e Pozolânico PZ. Utilizaram para isto, diferentes procedimentos de cura: cura imersa em água (3, 7 14 e 28 dias), cura com três tipos de agentes químicos de base acrílica e aquosa, e cura ao ar livre. Foram medidos a resistência à compressão axial, a perda de massa, o índice de vazios e a absorção dos concretos. Os autores concluíram que para todas as variáveis investigadas a cura por imersão teve o melhor desempenho e as curas com agentes químicos foram mais eficientes apenas que a cura ao ar livre. Para estes pesquisadores, é de vital importância iniciar a cura o quanto antes em concretos elaborados com cimento portland.

Estudos recentes abordam o desenvolvimento de novos procedimentos de cura, tais como a cura acelerada por microondas, a cura interna (ou cura autógena) e a cura com água incorporada.

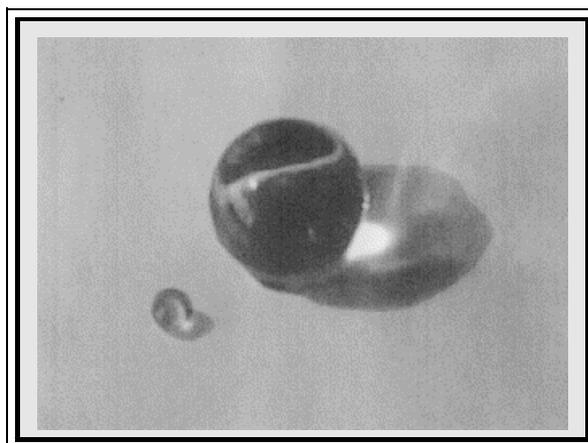
A cura por microondas está baseada no princípio de elevação da temperatura para acelerar o endurecimento do concreto em ambiente saturado, sendo um aperfeiçoamento da já conhecida cura a vapor. Conforme AGUILAR *et al* (2002), comumente nos sistemas de cura a vapor a resistência à compressão do concreto a longo prazo é prejudicada em detrimento das altas resistências iniciais requeridas, quando se utilizam os ciclos de cura à vapor tradicionais. Na cura por microondas, no entanto, a taxa de crescimento da resistência, depois de finalizado o processo de cura, continua a se desenvolver de forma similar à do concreto curado de forma convencional. Seus experimentos com cimento tipo CP II-E-32 e relação a/c igual a 0,60 demonstraram que a cura do concreto com microondas, em ambiente saturado, conduz a resultados que indicam ser possível obter em apenas 4 à 5h de cura, resultados semelhantes àqueles obtidos após 3 dias de cura em ambiente úmido à temperatura ambiente. Os autores chamam atenção para a necessidade de se controlar o ambiente de cura para que a água necessária à hidratação do cimento não evapore.

Outras pesquisas envolvendo a cura por microondas estão sendo desenvolvidas na Austrália e nos EUA. Nesta tecnologia, o calor usado para a cura do concreto é reduzido em até três vezes em relação à taxa obtida quando se usa o vapor ou outro método de aquecimento, contribuindo, assim, para o desenvolvimento auto-sustentável (AGUILAR *et al*, 2002).

Segundo WEBER & REINHARDT (1997), a idéia da cura interna deu origem a uma nova geração de concretos de alto desempenho: o chamado *Concrete with Autogenous Curing* ou concreto com cura autógena. Neste concreto, de baixa relação a/ag, uma parte do agregado graúdo é substituído por agregado leve e poroso pré-encharcado criando um reservatório interno de água que permite uma cura interna contínua. O principal propósito deste procedimento é reduzir a sensibilidade destes concretos quanto à fissuração por retração devido à auto-secagem interna.

Para ZHUTOVSKY *et al* (2004), o concreto com cura autógena é viável mediante o controle do tamanho e da porosidade desses agregados, para que se obtenha um sistema de cura interna eficiente. Desse modo seria possível equilibrar custos e desempenho, sem a necessidade de cura externa com água.

Na mesma linha de raciocínio do concreto com cura autógena, JENSEN & HANSEN (2001) propuseram outro conceito de cura bastante interessante: o concreto com água incorporada. O procedimento consiste em adicionar durante a mistura do concreto um polímero super absorvente, semelhante àquele encontrado em fraldas infantis (Figura 2.2). Este polímero é inicialmente saturado com água e, assim como o agregado leve na cura autógena, torna-se um reservatório interno e bem distribuído de água no concreto para prover a cura.



**Figura 2.2:** Tipo de polímero superabsorvente que é utilizado no concreto com água incorporada. A figura compara as partículas do polímero no estado natural (seca) e após a absorção de água (JENSEN & HANSEN, 2001).

### 2.2.1 Recomendações quanto ao período mínimo de cura

Apesar de persistirem ainda dúvidas sobre como e por quanto tempo os procedimentos de cura devem ser adotados, BATTAGIN *et al* (2002) apresentam algumas recomendações quanto ao tempo mínimo necessário de cura úmida de acordo com o tipo de cimento e relação a/ag utilizada no concreto, conforme Quadro 2.1.

**Quadro 2.1-** Tempo de cura mínimo, em função do tipo de cimento e da relação a/ag do concreto. De acordo com BATTAGIN *et al* (2002).

| TIPO DE CIMENTO | RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO |        |        |         |
|-----------------|----------------------|--------|--------|---------|
|                 | 0,35                 | 0,55   | 0,65   | 0,70    |
| CP I e II-32    | 2 dias               | 3 dias | 7 dias | 10 dias |
| CP IV-32        | 2 dias               | 3 dias | 7 dias | 10 dias |
| CP III          | 2 dias               | 5 dias | 7 dias | 10 dias |
| CP I e II-40    | 2 dias               | 3 dias | 5 dias | 5 dias  |
| CP V-ARI        | 2 dias               | 3 dias | 5 dias | 5 dias  |

A antiga NBR 6118/1978 prescreve que a cura do concreto seja feita nos 7 primeiros dias após o lançamento do concreto na estrutura, e que seria mais conveniente que este período fosse prolongado para 14 dias, especialmente se o cimento contiver adições. Já no projeto de revisão, de agosto de 2001, não consta nenhum tipo de recomendação quanto ao tempo mínimo de cura do concreto. O texto, no seu item 13.4.1, faz menção a cura do concreto como meio de evitar ou minimizar as fissuras de retração.

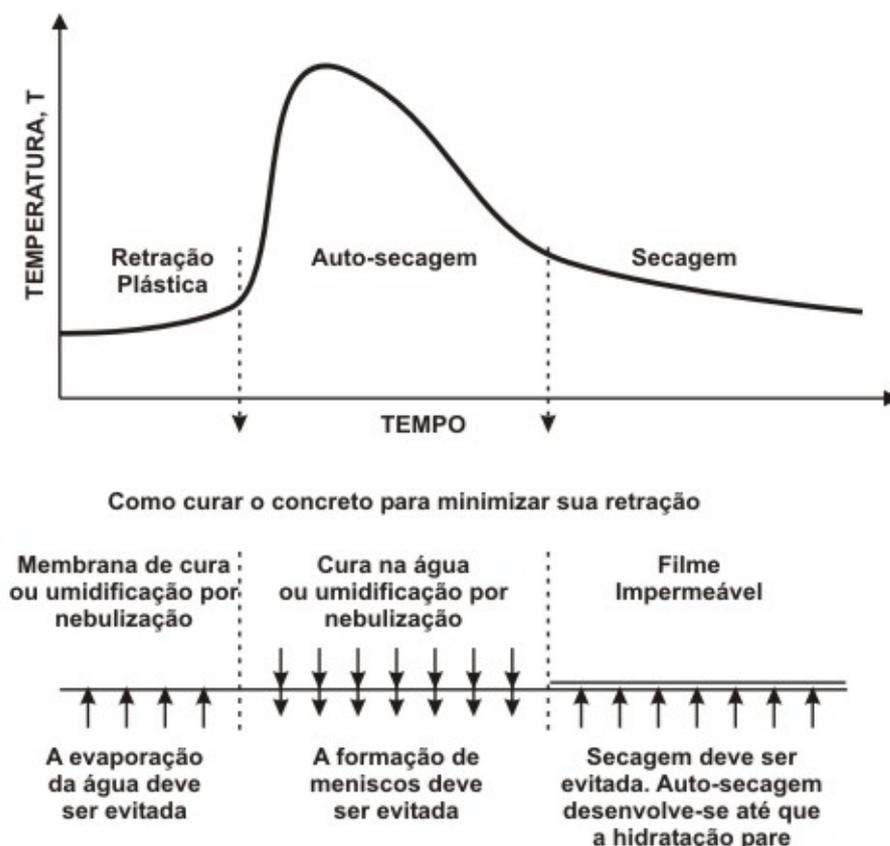
PAULA COUTO *et al* (2003) afirmaram que, não realizar nenhum procedimento de cura significa reduzir o desempenho do concreto de cobertura, diminuindo suas potencialidades no tocante a durabilidade. Em seus estudos sobre a influência das condições

de cura na durabilidade de diferentes concretos de cobrimento, utilizaram substituições de 10% de sílica ativa e 25% de cinza volante, sobre a massa do cimento (CP II-E-32) e relações a/ag que variaram de 0,40 a 0,70. Os resultados de absorção por capilaridade mostraram que uma cura por molhagem de 3 dias já é suficiente para se ter uma expectativa de bom desempenho para o concreto.

BAUER *et al* (1999) e COELLO *et al* (2001) dizem que com um período de 7 dias de cura úmida as propriedades mecânicas e de durabilidade dos concretos convencionais são satisfatórias. BAUER *et al* (1999) recomendam, no entanto, que obras comuns de concreto armado deveriam receber pelo menos 3 dias de cura úmida, desde que não fossem expostas à ambientes agressivos.

Quanto aos concretos de alto desempenho, um período de cura de 7 dias já é suficientemente longo para reduzir drasticamente a retração autógena, responsável pelo desenvolvimento de tensões de tração no interior da massa do concreto (AİTCIN, 2000). O autor acrescenta que, também no CAD, a cura com água nunca deve ser inferior a 3 dias. Dependendo do tamanho e do tipo dos elementos estruturais, soluções diferentes e adequadas a cada caso deverão ser empregadas.

Para selecionar as condições de cura mais adequadas durante o período de endurecimento do CAD, AİTCIN (2000) sugere uma análise baseada nas curvas de variação de temperatura do concreto, a fim de minimizar as retrações plástica, autógena e hidráulica, conforme esquematizado na Figura 2.3.



**Figura 2.3:** Regimes de cura mais apropriados durante o decurso das reações de hidratação – adaptado de AİTCIN (2000).

Assim, o uso de uma película temporária de cura ou nebulização para prevenir a retração plástica é o primeiro cuidado que se deve ter com o CAD após a concretagem. Durante o período de hidratação do cimento no CAD, a cura com água (umidificação, nebulização ou imersão) seria o melhor meio de cura (AÏTCIN, 2000). E por fim, para minimizar a retração hidráulica no CAD é necessário impedir que a água contida no interior da massa de concreto se evapore (BISSONETTE *et al*, 1999) e, portanto, uma membrana impermeável seria um meio eficiente de cura neste período.

### **2.3 INFLUÊNCIA DOS PROCEDIMENTOS DE CURA NA MICROESTRUTURA, NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS E NA DURABILIDADE DO CONCRETO**

Como visto nos itens anteriores, o método de cura e o período de cura mais adequado a cada tipo de concreto são dependentes do tipo de cimento utilizado, do seu consumo por m<sup>3</sup> de concreto, da relação água/aglomerante, do uso ou não de adições minerais, das características finais desejadas, bem como das condições climáticas de temperatura e umidade relativa as quais estará sujeito após o término do lançamento e moldagem do concreto na estrutura.

Assim, no presente tópico será feita uma abordagem referente aos efeitos dos diversos métodos de cura do concreto sobre a porosidade, a absorção, a permeabilidade, as resistências mecânica, à corrosão e à penetração de cloretos, entre outras.

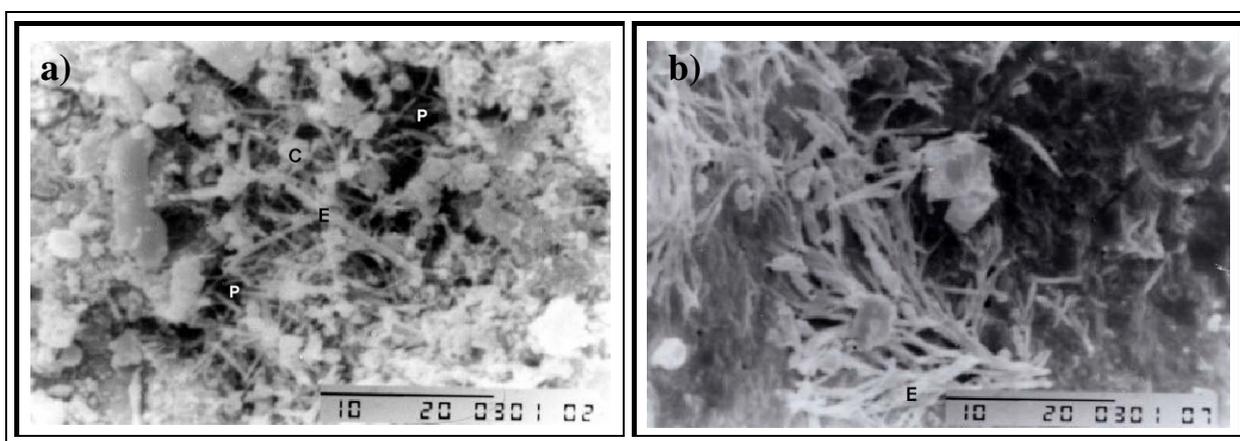
#### **2.3.1 Efeitos da cura na microestrutura do concreto**

TORII & KAWAMURA (1992) estudaram os efeitos de adições minerais (30%CV, 10%SA e 50%EAF) na estrutura de poros e na permeabilidade a cloretos de concretos armazenados durante o período de um ano sob condições de cura distintas, a saber: imersa em água a 20°C durante 28 dias; imersa em água a 20°C por 7 dias, mais 21 dias em sala climatizada a 20°C e 60% UR; e 28 dias em condições ambientais. Após esta primeira etapa, exemplares de cada grupo foram submetidos durante 1 ano à cura imersa por 20°C, à cura em sala climatizada a 20°C e 60% UR e à cura sob condições ambientais. Os resultados mostraram que na superfície dos concretos contendo adições minerais, a hidratação do cimento e as reações pozolânicas foram consideravelmente reduzidas e grandes poros se desenvolveram quando os concretos foram expostos em ambiente seco por longo período. Porém, na profundidade de 5cm da superfície foram observadas apenas pequenas alterações tanto na hidratação da pasta, quanto na estrutura de poros. A estrutura dos poros das camadas mais próximas à superfície se mostrou mais sensível às condições de cura nos concretos contendo adições minerais.

RAMEZANIANPOUR & MALHOTRA (1995) investigaram a influência da cura na resistência à compressão, resistência à penetração de íons cloreto e na porosidade de concretos com sílica ativa, escória de alto forno e cinza volante. A relação a/ag foi fixada em 0,50, exceto para os concretos com alto volume de CV, onde a/ag utilizada foi 0,35. Quatro procedimentos de cura foram utilizados: cura úmida padrão, até a data de ensaio; cura sob condições ambientais; 2 dias de cura úmida e após sob condições ambientais; e cura em ambiente controlado com temperatura de 38°C e UR de 65%. Concluíram os autores que a redução no período de cura úmida resulta em queda na resistência à compressão e aumento da porosidade e da permeabilidade do concreto. Os concretos que não receberam nenhum tipo de cura após a desmoldagem apresentaram baixo desempenho, no entanto, concretos curados

com apenas 2 dias de cura úmida mostram significativa melhoria nestas propriedades, quando comparados àqueles não curados.

As influências da temperatura de cura sobre a microestrutura do concreto foram estudadas por SILVA & VIEIRA (2001). Para isto os autores analisaram, através de microscopia eletrônica de varredura, fragmentos de concretos com cimento CP V-ARI, com relações a/ag de 0,45 e 0,70, curados em temperaturas de 5°C, 25°C e 35°C. Os resultados obtidos permitiram visualizar que, nas idades iniciais (3 dias), a microestrutura é fortemente determinada pela temperatura de cura, observando-se arranjos mais densos e mais evoluídos nas temperaturas mais elevadas (Figura 2.1). Porém, aos 28 dias de idade, a microestrutura é muito mais influenciada pela relação a/ag que pela temperatura de cura. O aumento no conteúdo de água no concreto leva a microestruturas mais porosas, com hidratos de cimento mais desenvolvidos, com maiores dimensões.



**Figura 2.4** - Detalhes das microestruturas dos concretos com cimento CP V-ARI, com relação a/ag igual a 0,45, aos 3 dias de idade, curados em diferentes temperaturas: **a) Cura a 5°C:** Notar sua microestrutura porosa (P), aberta, definida por grãos de clínquer (C) parcialmente hidratado, a partir dos quais se cristalizam agulhas de etringita (E); **b) Cura a 35°C:** Observar sua microestrutura densa, com agulhas de etringita (E) em tufos. Ambas as imagens foram obtidas através de Microscópio eletrônico de varredura com aumento de 3500x.

### 2.3.2 Efeitos da cura nas propriedades físicas e mecânicas do concreto

As reações de hidratação do cimento têm início tão logo exista o contato com a água de amassamento e podem se estender por meses ou até anos, dependendo de diversos fatores tais como: o tipo de cimento, a relação água/cimento, das condições ambientais e de cura. A intensidade das reações iniciais é função da reatividade de cada aglomerante, da umidade relativa no interior dos poros e da temperatura de cura.

Segundo SILVA & VIEIRA (2001) a redução na temperatura de cura aumenta os tempos de início e fim de pega dos cimentos. Comparando os resultados de resistência à compressão de concretos feitos com cimentos CP II-E e CP V-ARI, constataram que aqueles preparados com CP II-E não são muito afetados pela temperatura de cura, tendo sido observados desempenhos semelhantes em temperaturas de cura de 15°C e 25°C. Ao contrário, os concretos com CP V-ARI apresentaram maior sensibilidade à variação térmica, sendo a temperatura ideal (aquela que fornece as maiores resistências) igual a 25°C. Mesmo assim, a temperatura de cura só tem influência nas resistências iniciais.

SGARBOSSA *et al* (2004), estudaram a influência das baixas temperaturas de cura na resistência à compressão de concretos comumente utilizados na região oeste de Santa Catarina. Os exemplares foram submetidos a temperaturas de cura de 7 °C, 4°C e 1°C e comparados com exemplares curados a 22 °C (controle). Apesar de a NBR 14.931/03 recomendar a suspensão dos serviços de concretagem em temperaturas abaixo de 5°C, os autores concluíram que temperaturas de cura de 7° C já são prejudiciais para o desenvolvimento da resistência à compressão nas primeiras idades. As diferenças de resistência são tão maiores quanto maior for o diferencial de temperatura, sendo que nos concretos curados a 4°C, a resistência à compressão teve reduções de 42% e 27%, nas idades de 3 e 7 dias, respectivamente, quando comparadas ao concreto curado na temperatura de 22°C.

Em seus experimentos sobre a influência do tipo de cimento, da relação a/ag e da temperatura e do tempo de cura na resistência à compressão de concretos, PEREIRA & DAL MOLIN (2002), concluíram que a resistência à compressão aumentou com a redução da relação a/ag, com a elevação da temperatura e do tempo de cura e foi maior para o cimento CP-II-F do que para o CP IV. No entanto, em concretos com relação a/ag maiores que 0,60 a resistência à compressão diminuiu com a elevação da temperatura de cura.

TAN & GJÖRV (1996), pesquisando os efeitos da temperatura de cura sob condições adiabáticas em concretos com cimento Tipo I (ASTM) e sílica ativa, observaram que a temperatura de cura afeta significativamente a resistência à compressão do concreto convencional, porém tem pouca influência no concreto de alta resistência. Avaliaram também a alteração do período de cura úmida de 3 para 7 e 28 dias e concluíram que concretos de mesma idade, com cura úmida de 3 e 7 dias apresentaram resistência à compressão superior àqueles mantidos 28 dias sob cura úmida. Para estes autores, do ponto de vista de resistência à compressão, os concretos contendo sílica ativa (10% sobre a massa do cimento) foram menos sensíveis a falta de umidade nas primeiras idades do que aqueles sem sílica ativa, atribuindo este comportamento à remoção de umidade do interior das camadas de gel do cimento.

Altas temperaturas de cura não conduzem a grandes deformações finais, no entanto, causam grande retração já nas primeiras horas, segundo LURA & VAN BREUGEL (2003). Para estes pesquisadores, a retração da pasta de cimento do CAD, devido à auto-secagem, está relacionada com a redução significativa na umidade relativa da pasta causada pelas baixas relações a/ag utilizadas. Nos casos em que a retração é impedida, microfissuras podem ocorrer, prejudicando a qualidade do concreto. Em seus experimentos, verificaram que as misturas contendo escória de alto forno apresentaram retração mais elevada nos primeiros dias que as misturas com cimento Portland puro.

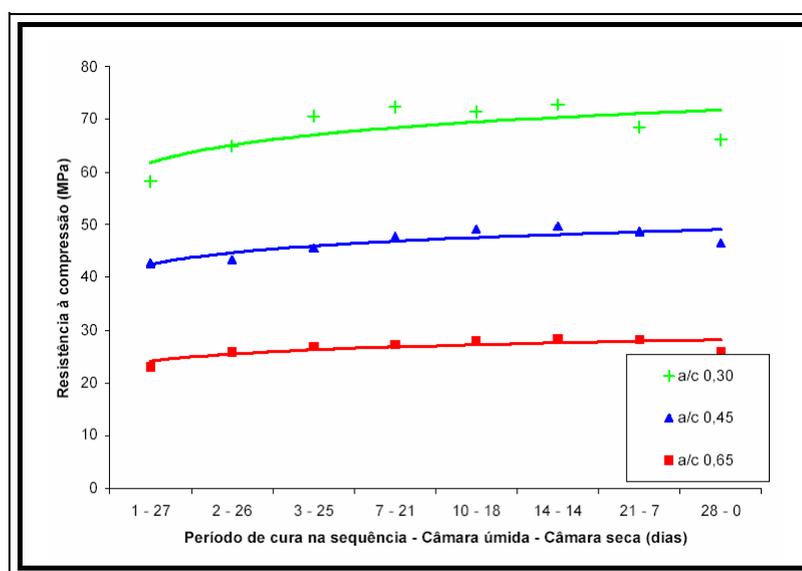
NASSIF *et al* (2005) investigaram os efeitos dos materiais pozolânicos e dos métodos de cura no módulo de elasticidade do CAD. Foram testadas misturas contendo CV, SA e EAF, em diversas porcentagens de substituição, com três procedimentos de cura distintos. A relação a/ag variou de 0,29 a 0,39. Seus resultados demonstram que a cura ao ar reduz o módulo de elasticidade do concreto em relação à cura úmida.

WEBER & REINHARDT (1997) verificaram que o efeito desfavorável da falta de água, combinado com o calor de hidratação e a auto-secagem, afeta as propriedades mecânicas e de durabilidade do concreto de alta resistência. Os resultados de seus experimentos demonstram que a falta de cura resulta em quedas na resistência à compressão, aumento na porosidade, formação de zonas porosas ao redor dos agregados e maior sensibilidade à fissuração. A cura por imersão ou em câmara úmida durante 6 dias não trouxe melhorias visíveis às propriedades destes concretos.

O aumento na resistência à compressão axial devido ao prolongamento do período de cura úmida foi relatado por diversos pesquisadores. WEE *et al* (2000) verificaram em seus experimentos que a resistência à compressão aumenta com o prolongamento do período de cura úmida de 3 para 7 ou 28 dias, tanto para os concretos com cimento puro, quanto para aqueles com SA ou EAF, independente do percentual de substituição e da finura da adição.

Um acréscimo de 12,0% na resistência à compressão foi observado por PINTO & GEYER (2003), em experimentos com CAD, quando o período de cura úmida passou de 1 para 7 dias. Em relação ao concreto sem cura o incremento de resistência chegou a 18,3%.

BATTAGIN *et al* (2002) investigaram a influência dos ciclos de cura úmida e seca sobre algumas propriedades de concretos convencionais e de alto desempenho. Os concretos foram dosados utilizando cimento tipo CP II-F-32 e relações a/c 0,30, 0,45 e 0,65. Foi utilizado um procedimento combinando ciclos variáveis de cura úmida e cura seca, de modo que o período total de cura para todas as combinações fosse de 28 dias, como segue: 1, 2, 3, 7, 10, 14, 21 e 28 dias de cura em câmara úmida, seguidos de 27, 26, 25, 21, 18, 14, 7 dias de cura ao ar, respectivamente, e 28 dias de cura ao ar (Figura 2.5). Dos resultados obtidos foi possível constatar que, de maneira geral, quanto maior o tempo de permanência do concreto em cura úmida, maior é a resistência à compressão, independente da relação a/c utilizada. Os incrementos de resistência variaram de 16% (a/c 0,45) a 25% (a/c 0,65) quando comparados os valores de resistência dos concretos com cura úmida de 1 e 14 dias. No entanto, as resistências à compressão dos concretos com cura úmida de 21 e 28 dias foram inferiores às obtidas com cura úmida de 14 dias, não encontrando, os autores, explicação para o fato.



**Figura 2.5** – Variação da resistência à compressão de concretos submetidos a diferentes combinações de ciclos de cura em câmara úmida e ao ar (BATTAGIN *et al*, 2002)

Todavia, BAUER *et al* (1999) diz que concretos rompidos em estado saturado apresentam resistência de 12% a 16% inferiores aos concretos com teor de umidade em equilíbrio com o ambiente.

Em seus estudos sobre a influência do processo de cura nas propriedades mecânicas de concretos de alto desempenho, BARBOSA *et al* (1999) verificaram que a cura úmida apresentou maior ganho de resistência nas primeiras idades, igualando-se à cura seca aos 60 dias de idade, para concretos com cimento CP V-ARI. Entretanto, para concretos elaborados

com cimento tipo CP II-F-32, não foram observadas variações entre os procedimentos de cura analisados.

### **2.3.3 Efeitos da cura nas propriedades de durabilidade do concreto**

#### **2.3.3.1 Permeabilidade, absorção, difusão de oxigênio e carbonatação**

PARROTT (1991) estudou os efeitos das condições iniciais de umidade na permeabilidade de concretos sujeitos a 1, 3 e 28 dias de cura úmida, quando submetidos, logo após, às condições ambientais (UR 60%) durante 6 a 8 meses. O autor verificou que a permeabilidade dos concretos com cura úmida de 3 dias, aos seis meses, foi da ordem de 1/6 daquela observada para os concretos com apenas 1 dia de cura úmida. Igualmente, a permeabilidade média dos concretos curados por 28 dias foi reduzida a menos de 1/4 da permeabilidade dos concretos curados por 3 dias.

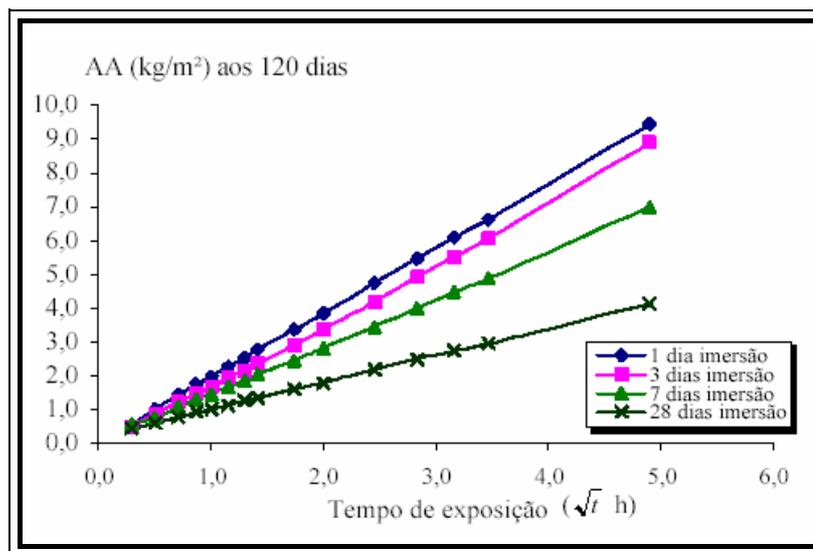
SHAFIQ & CABRERA (2004) investigaram os efeitos das condições de cura iniciais no transporte de fluídos em concreto sem e com adição de cinza volante (40% e 50%). Após 24h da moldagem os corpos-de-prova foram curados em câmara úmida e em ambiente controlado (20°C e 65% de UR). Após os cp's foram armazenados em ambientes com temperatura de 20°C e umidades relativas de 75%, 65%, 40% e 12% até atingirem a umidade de equilíbrio (12 a 16 semanas). As propriedades de transporte foram analisadas através dos ensaios de permeabilidade ao oxigênio, permeabilidade à água e pela difusão de oxigênio. Os resultados destes ensaios mostraram que o coeficiente médio de permeabilidade ao oxigênio e à água dos concretos com cinza volante, curados em câmara úmida, foram cerca de 1/4 a 1/2 vez menores que o concreto sem adição. Porém, para os exemplares curados em ambiente seco, os resultados foram completamente o oposto. Os coeficientes de permeabilidade ao oxigênio e à água das misturas com cinza volante foram, agora, 2 a 4 vezes maiores que os do concreto com cimento puro.

Assim, a cura inicial tem grande influência nas propriedades de transporte, tornando-se mais importante quando adições minerais, como a cinza volante, são usadas em substituição parcial do cimento no concreto (SHAFIQ & CABRERA, 2004). Segundo os autores, vários pesquisadores têm relatado que a cinza volante necessita de um período de cura relativamente longo para que os efeitos benéficos da sua atividade pozolânica e o refinamento dos poros no concreto sejam alcançados.

TAN & GJÖRV (1996), em seus experimentos com cimento Tipo I com e sem adição de sílica ativa, concluíram que, no que diz respeito à penetração de água, dos concretos com cura úmida de 3 e 7 dias, somente aqueles com relação a/ag inferior a 0,40 obtiveram bom desempenho. Entretanto, para um período de cura mais prolongado, 28 dias, inclusive os concretos de relação a/ag mais elevadas (0,60) apresentaram desempenho satisfatório.

Os resultados dos ensaios realizados por BATTAGIN *et al* (2002) mostraram que a absorção por capilaridade é independente do ciclo de cura do concreto para relações a/ag 0,30 e 0,45. Porém, para os concretos com relação a/ag de 0,65, a absorção aumenta para os concretos que permaneceram por menos tempo sob cura úmida.

A Figura 2.6 mostra o efeito da variação do período de cura úmida na cinética da absorção de água por capilaridade no concreto, segundo experimento de LORENZETTI (2002, *apud* LORENZETTI *et al*, 2003).



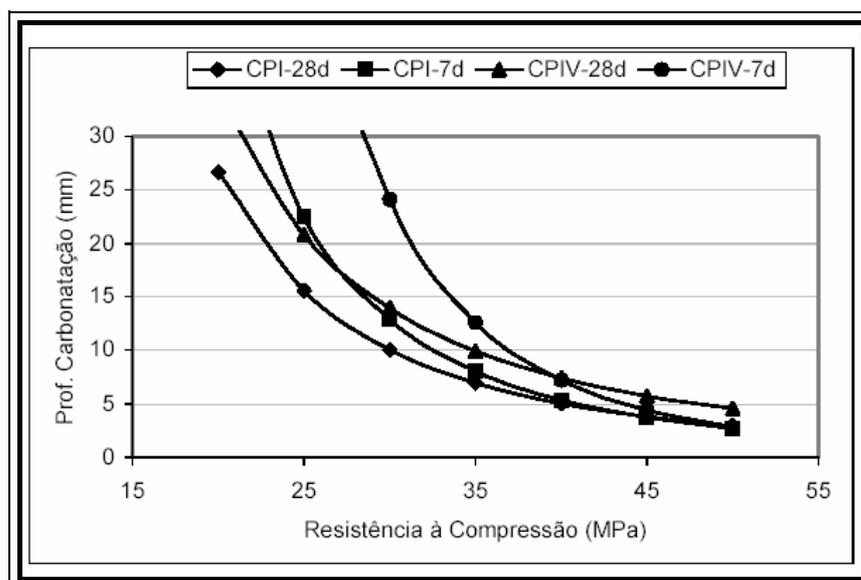
**Figura 2.6** – Evolução da absorção de água por capilaridade, aos 120 dias, em função da raiz quadrada do tempo (LORENZETTI, 2002 *apud* LORENZETTI, 2003).

MARTINS *et al* (2001) avaliaram a carbonatação de concretos dosados com cimentos do tipo CP III-AF (alto teor de escoria) e CP V-ARI-PLUS, com relação a/ag fixada em 0,42, submetidos a três diferentes procedimentos de cura: cura térmica a 60°C (ciclo de vapor), cura imersa por 7 dias, cura ao ar. Os ensaios de carbonatação acelerada foram conduzidos por 6 semanas. Seus resultados demonstram que, no tocante a carbonatação, os desempenhos dos concretos com CP III-AF com ciclo de cura térmica e cura imersa são equivalentes. No entanto, o concreto com CP V-ARI, com cura térmica, teve desempenho inferior àquele com cura por imersão. Concluíram também, que os concretos com CP III-AF apresentaram maior profundidade de carbonatação do que aqueles com CP V-ARI, e quanto aos tipos de cura, a cura ao ar foi o que teve o pior desempenho, para os dois tipos de cimento.

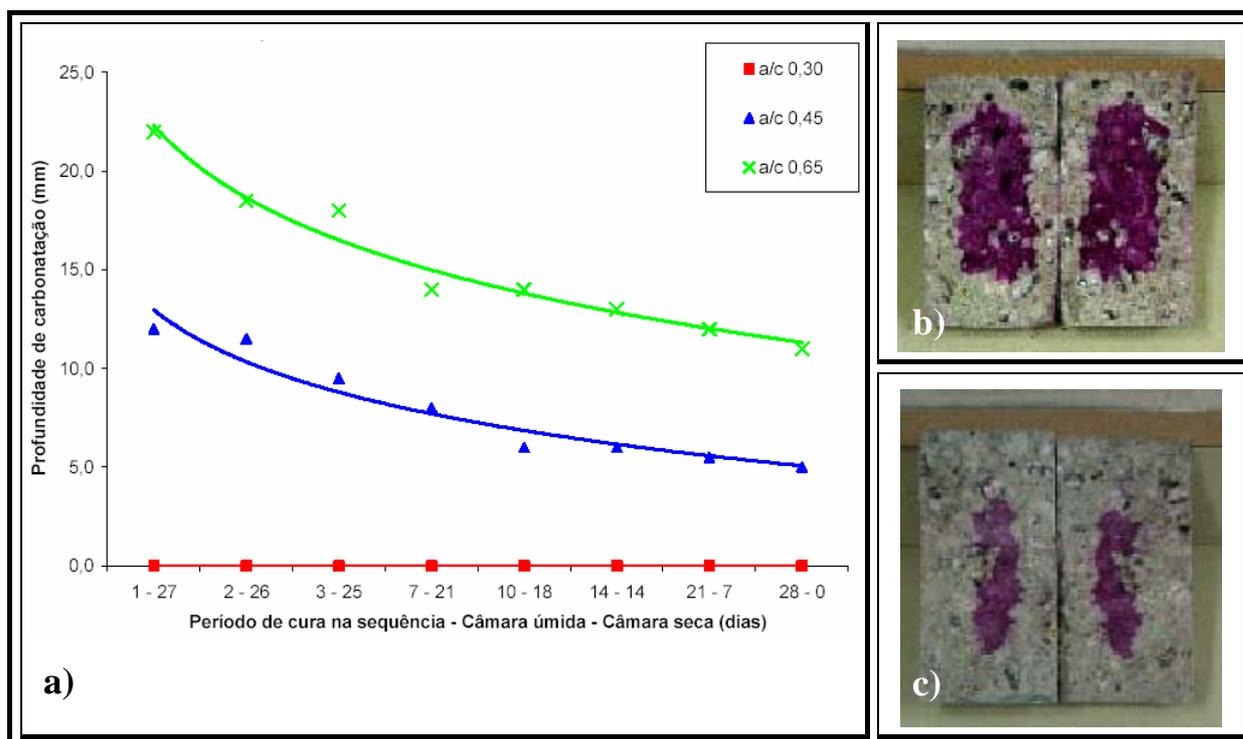
A influência do tempo de cura úmida na carbonatação de corpos-de-prova de argamassa, confeccionados com cimentos CP I e com substituição de 40% de cinza volante, foi investigada por PAULETTI *et al* (2004). Os cp's foram mantidos imersos em água por 7 e 28 dias, passando em seguida por processo de secagem e redistribuição de umidade. Posteriormente foram colocados em câmara de carbonatação acelerada (5% de CO<sub>2</sub>) por 9 semanas. Os autores concluíram que o tempo de cura úmida tem influência sobre a velocidade de carbonatação, sendo que as argamassas curadas por 7 dias apresentaram profundidades de carbonatação superiores às curadas por 28 dias, para ambos os tipos de aglomerante.

Entretanto, as influências da cura na carbonatação parecem estar relacionadas com o tipo de cimento e o nível de resistência da argamassa. Para baixas resistências, ou elevadas relações a/ag, a influência do tempo de cura úmida é predominante sobre o efeito do tipo de cimento. Ao contrário, nas resistências mais elevadas (com menor relação a/ag), o efeito do tipo de cimento tende a ser mais relevante, como pode ser visto na Figura 2.7 (PAULETTI *et al*, 2004).

Os experimentos de BATTAGIN *et al* (2002) reforçam a idéia da importância da cura nas relações a/ag mais elevadas. Estes pesquisadores verificaram que, dentro de um mesmo ciclo de cura (igual tempo de permanência em câmara úmida), a profundidade de carbonatação é tanto maior quanto menos tempo o concreto foi submetido à cura úmida (Figura 2.8).



**Figura 2.7** – Relação entre resistência à compressão, aos 28 dias, com a profundidade de carbonatação, aos 63 dias, para argamassas submetidas à carbonatação acelerada após 7 e 28 dias de cura por imersão, para os cimentos CP I e CP IV (PAULETTI *et al*, 2004).



**Figura 2.8** – Influência dos ciclos de cura na profundidade de carbonatação acelerada após 4 semanas do término da cura. a) Gráfico de Profundidade de Carbonatação *versus* Ciclo de cura, em função da relação a/ag; b) Profundidade de carbonatação em cp curado por 28 dias em câmara úmida; C) Profundidade de carbonatação em cp curado por 2 dias em câmara úmida (figura adaptada de BATTAGIN *et al*, 2002).

Como pode ser visto na figura anterior, dois concretos com diferentes relações a/ag (diferentes consumos de aglomerantes) poderão ter a mesma durabilidade, no que se refere a carbonatação, se for utilizado um período de cura adequado. Com efeito, segundo BATTAGIN *et al* (2002) os concretos com relação a/ag 0,65, quando submetidos à cura úmida por um período de 21 a 28 dias, apresentam profundidade de carbonatação semelhante àqueles com relação a/ag 0,45, com cura úmida de 1 a 2 dias.

### 2.3.3.2 Efeitos da cura na resistência à penetração de cloretos

Entre os agentes de degradação os cloretos se apresentam como os mais agressivos, devido à facilidade de penetração destes íons na película de passivação da armadura, dando origem a uma corrosão intensa do tipo pontual, reduzindo a seção resistente do aço, comprometendo a segurança e a durabilidade da estrutura como um todo.

Para GÜNEYISI *et al* (2005), provavelmente a questão mais importante da durabilidade é a deterioração do concreto armado devido à corrosão do aço e esta, por sua vez, pode ser desencadeada pela ação dos íons cloreto ou pela redução da alcalinidade do concreto, devido ao fenômeno de carbonatação.

Estudos têm sido realizados com o intuito de determinar os efeitos dos métodos de cura sobre a resistência à penetração de cloretos, o coeficiente de difusão, a resistividade elétrica do concreto e o potencial de corrosão da armadura. Dentre eles, destacam-se os estudos de RAMEZANIANPOUR & MALHOTRA (1995), TAN & GJÖRV (1996), WEE *et al* (2000), HOFFMANN (2001) e PEREIRA (2001), entre outros.

Para RAMEZANIANPOUR & MALHOTRA (1995), prover condições de cura úmida contínua é essencial para alcançar alta resistência, baixa porosidade e elevada resistência à penetração de cloretos.

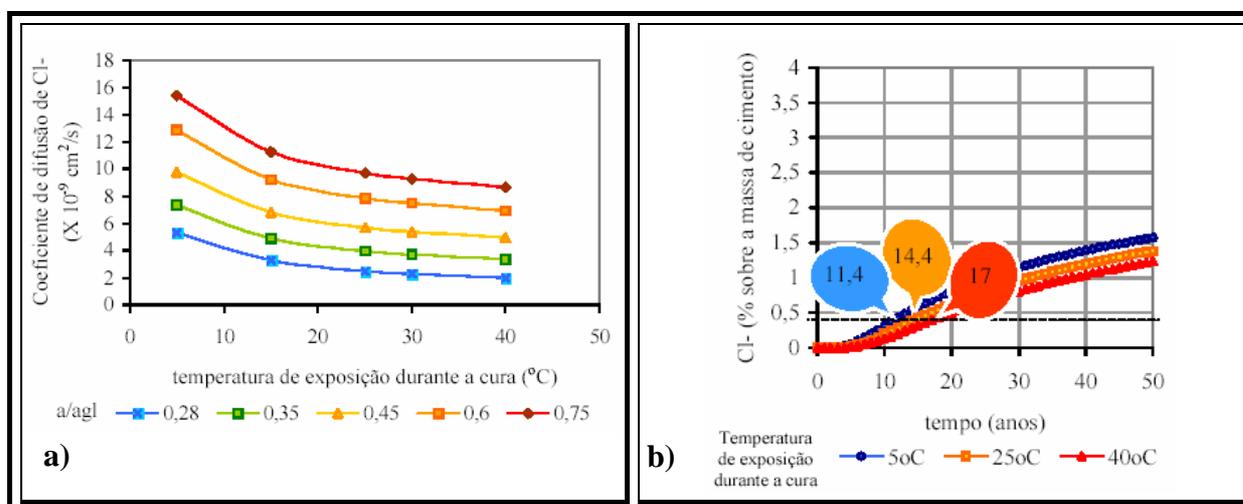
TAN & GJÖRV (1996) analisaram os efeitos da temperatura de cura na resistência à compressão, penetração de água e penetração de cloretos. Os autores observaram que a temperatura de cura não afeta a penetração de água, no entanto, promove uma redução na penetração de cloretos.

Em seus experimentos, WEE *et al* (2000) verificaram que o coeficiente de difusão  $k$  de cloretos diminui (aumenta a resistência à penetração dos íons) com o prolongamento do período de cura úmida de 3 para 7 ou 28 dias, tanto para os concretos com cimento puro, quanto para aqueles com adição de SA ou EAF, independente do percentual de substituição e da finura da adição. Contudo, a taxa de redução do  $k$ , como aumento no período de cura úmida é muito pequeno para os concretos com cimento puro e com adição de EAF.

A carga total passante ( $Q$ ) é fortemente influenciada pelo período de cura úmida. WEE *et al* (2000) comprovaram que a carga passante é reduzida com o prolongamento do período de cura úmida, tanto para o concreto com cimento puro quanto para aqueles com adição de SA e EAF. Porém, a carga total passante e o coeficiente  $k$  seguem diferentes tendências, sugerindo que, para os concretos com SA e EAF, a  $Q$  e o  $k$  são propriedades independentes controladas por diferentes fatores, conforme foi discutido no Capítulo 2.

Os efeitos das condições de cura e seus reflexos na vida útil da estrutura são apresentados nos trabalhos de HOFFMANN & DAL MOLIN (2002). As autoras investigaram as influências da sílica ativa, da relação a/ag e da temperatura e do tempo de cura no coeficiente de difusão de cloretos do concreto, utilizando CP V-ARI. No tocante a cura, concluíram que a difusão de cloretos para o interior do concreto é reduzida de 24% e 50% com o aumento da temperatura de cura de 5°C para 25°C e 40°C, respectivamente.

Considerando os extremos de temperatura (5°C e 40°C), isto se refletiria num aumento da vida útil da estrutura de 50% (Figura 2.9).



**Figura 2.9** – Influência da temperatura de cura no coeficiente de difusão de cloretos (a) e na vida útil da estrutura (b). Na determinação da vida útil os autores consideraram um teor de crítico de cloretos igual a 0,4% sobre a massa de cimento (figura adaptada de HOFFMANN (2001)).

A redução do coeficiente de difusão devido ao aumento na temperatura de cura também foi observada por PEREIRA (2001), para ambos os cimentos CP II-F e CP IV. A autora avaliou as variações do coeficiente de difusão de cloretos, em função do tipo de cimento, da relação a/ag (de 0,28 a 0,75), da temperatura de cura (5°C a 40°C) e do tempo de cura (7 a 91 dias).

BATTAGIN *et al* (2002) investigaram os efeitos de diversos ciclos de cura úmida e seca na penetração de cloretos e verificaram que, quanto maior é o período de cura úmida, maior é a resistência à penetração de cloretos (menor é a carga passante). Entretanto, nos concretos com baixa relação a/c (0,30), os ciclos de cura não tiveram influência significativa na penetração de cloretos, sendo esta muito baixa. Assim, segundo os autores, os ciclos de cura influenciaram a penetração de cloretos, porém a relação a/c foi mais preponderante neste aspecto.

### 2.3.3.3 Efeitos da cura na resistividade elétrica do concreto e no potencial de corrosão da armadura

GALVÃO *et al* (2002) verificaram o desempenho elétrico e mecânico de concretos submetidos a diferentes temperaturas e métodos de cura. O desempenho elétrico foi avaliado através da determinação do potencial de corrosão por meio do teste de espectroscopia de impedância. Os concretos foram misturados em temperaturas de 10, 20 e 60°C, e curados em três condições distintas: em câmara úmida a 20°C e UR > 90%, imersos em água a 10°C e ao ambiente (cura seca). Após 28 dias de cura os cp's foram submetidos ao envelhecimento acelerado em solução de NaCl a 3,4%. Os autores observaram um aumento na resistência à compressão dos concretos misturados e curados nas temperaturas mais elevadas. No que diz respeito à corrosão, os cp's que apresentaram as menores taxas foram aqueles misturados e curados nas menores temperaturas. Por fim, concluíram que os concretos que apresentaram

melhores desempenhos na resistência à compressão inicial não tiveram o mesmo desempenho elétrico sob envelhecimento acelerado.

A corrosão da armadura, sob diferentes condições de cura, em concretos contendo cimentos puros e compostos foi investigada por GÜNEYISI *et al* (2005). Os concretos foram dosados com relações a/ag iguais a 0,45 e 0,65, com conteúdos de cimento de 300 e 400 kg/m<sup>3</sup>. Os espécimes foram submetidos a três tipos de cura: sem controle de temperatura e UR; imersão por 7 dias em água a 20°C e, posteriormente, armazenados em local a 20 + 2°C e 50 + 5% UR; e imersão até a data do ensaio (28, 90 e 180 dias). Pôde-se verificar que o tipo de cimento, a relação a/ag e o procedimento de cura têm influência marcante na resistência e na durabilidade de concretos com e sem adições pozolânicas. Os concretos sem controle de cura (ao ar) apresentaram desempenho inferior àqueles com cura úmida, em termos de resistência à compressão e resistividade elétrica. A resistência à compressão dos concretos com cura controlada (7 dias imerso e 21 dias em ambiente climatizado) foi em média 5% inferior a dos concretos com cura imersa até a data de ensaio. No entanto, estes concretos apresentaram grandes diferenças quanto à resistividade elétrica e o tempo de corrosão, para ambos os tipos de cimento.

Deste modo, GÜNEYISI *et al* (2005) acrescentam que, para uma dada relação a/ag, o prolongamento da cura úmida reflete em elevação da resistividade elétrica, para todas as idades analisadas.



**Figura 2.10** – Corpos-de-prova após ensaio de corrosão acelerada em solução com 4% de cloreto de sódio (GÜNEYISI *et al*, 2005).

A partir das questões discutidas no presente capítulo, pode-se concluir que existem grandes divergências de opiniões quanto à necessidade ou não de curar concretos de alto desempenho, especialmente quanto são incorporadas adições minerais em substituição parcial do cimento. Além disso, a literatura é escassa ou inexistente no que diz respeito aos efeitos da cura sobre as propriedades mecânicas e de durabilidade de concretos contendo adições de cinza de casca de arroz.

Assim, o presente trabalho está baseado na investigação dos efeitos da cura úmida em concretos contendo adições minerais, especialmente cinza de casca de arroz, gerando informações para maior entendimento do comportamento desta pozolana, visando o uso em concretos de alto desempenho.

# CAPÍTULO 3 O USO DAS ADIÇÕES MINERAIS E SUAS INFLUÊNCIAS NA MELHORIA DAS PROPRIEDADES DO CONCRETO

## 3.1 INTRODUÇÃO

O uso de adições minerais incorporadas ao concreto tem sido a prática dos últimos anos visando à redução de custos e melhoria das propriedades do concreto fresco e endurecido, obtendo-se um material mais durável e com melhor desempenho.

Acredita-se que os avanços futuros da tecnologia do concreto dependem muito do conhecimento da sua microestrutura, dos mecanismos das reações de hidratação, dos efeitos físicos e químicos da substituição de parte da massa de cimento por aditivos químicos ou minerais, entre outros.

Desta forma, será possível racionalizar a extração de matérias-primas, reduzir a emissão de gases poluentes na atmosfera, beneficiar-se do uso de subprodutos industriais poluentes, e obter mesmo assim, materiais com elevado nível de desempenho a um menor custo social, econômico e ambiental.

No presente capítulo serão discutidos os efeitos das adições minerais sobre a microestrutura do concreto e os reflexos nas suas propriedades mecânicas e de durabilidade.

Inicialmente é feita uma abordagem introdutória sobre a estrutura do concreto e suas diferentes fases, para num segundo momento descrever os tipos de adições minerais, suas características físico-químicas e as alterações provocadas na microestrutura decorrentes do seu uso em substituição parcial da massa de cimento.

## 3.2 ESTRUTURA DO CONCRETO

De acordo com MEHTA & MONTEIRO (1994), o concreto é um material sólido com uma estrutura heterogênea e complexa, sendo muito difícil estabelecer modelos exatos a partir dos quais seu comportamento possa ser previsto com segurança. O tipo, a quantidade, o tamanho, a forma e a distribuição das fases presentes em um sólido constituem a sua estrutura, que pode ser dividida em **macroestrutura** (pode ser vista a olho nú) e **microestrutura** (é vista com o auxílio de microscópio).

Uma análise da sua macroestrutura permite observar que o concreto é um composto formado por dois componentes chamados pasta de cimento e agregado. A pasta de cimento é o “ligante” (aglomerante) do agregado e consiste de uma fase descontínua. Como uma primeira aproximação pode-se dizer que a permeabilidade, a resistência, a estabilidade dimensional e outras propriedades do concreto, dependem tanto da relação água/aglomerante quanto da qualidade destes dois componentes (MEHTA & AÏTCIN, 1990).

A fase agregado é predominantemente responsável pela massa unitária, módulo de elasticidade e estabilidade dimensional do concreto. Estas propriedades são fortemente influenciadas pelas características físicas do agregado como a sua densidade e resistência.

Através de uma análise microscópica da pasta de cimento hidratada pode-se observar que a sua microestrutura é formada, principalmente, por grandes cristais de hidróxido de cálcio hidratado (C-H), agulhas de etringita (AFt) e agregações de pequenos cristais fibrosos de silicato de cálcio hidratado (C-S-H), demonstrando que esta fase não possui uma estrutura homogênea, sendo constituída de algumas áreas densas e outras altamente porosas. Nesta

estrutura tem-se, além dos produtos originados pela hidratação do cimento, espaços vazios ou poros, como o espaço interlamelar do C-S-H e os vazios capilares, e moléculas de água, que podem estar presentes nos vazios interlamelares e capilares, adsorvidas aos sólidos da pasta ou quimicamente combinadas nos produtos hidratados do cimento (MEHTA & MONTEIRO, 1994).

Na microestrutura do concreto existe uma terceira fase, com características especiais, denominada *zona de transição*, que representa a região interfacial (10 a 50  $\mu\text{m}$  de espessura) entre as partículas do agregado e a pasta. Nesta região, a formação de um filme de água ao redor do agregado (pelo efeito parede) faz com que a relação a/ag seja maior nesta região do que a matriz da pasta de cimento. Devido a isto, os produtos cristalinos (etringita e hidróxido de cálcio) formados ao redor do agregado são relativamente grandes, formando uma estrutura mais porosa e com menor capacidade de adesão, devido às fracas forças de atração com o agregado (forças de Van der Waals). Os cristais de C-H são formados em camadas orientadas e perpendiculares à superfície do agregado, servindo como ponto preferencial de clivagem (MEHTA & MONTEIRO, 1994).

Com estas características, a zona de transição pode ser considerada como sendo o “elo mais fraco da corrente” no concreto convencional, sendo a resistência limite do concreto determinada pela resistência da zona de transição.

Assim como a pasta de cimento, o agregado e as falhas do concreto, a zona de transição pasta/agregado pode servir de caminho para a entrada de fluidos e agentes agressivos para o interior do concreto (COUTINHO & GONÇALVES, 1994, *apud* LIMA & HELENE, 2001).

Desta maneira percebe-se que a zona de transição pasta/agregado têm influência marcante tanto nas propriedades mecânicas quanto na durabilidade do concreto.

### 3.3 USO DAS ADIÇÕES MINERAIS NO CONCRETO

Adições minerais são materiais naturais ou subprodutos industriais que, quando adicionados ao concreto, podem prover melhorias na trabalhabilidade do concreto fresco, menor fissuração térmica, menor expansão álcali-agregado, maior resistência ao ataque de agentes agressivos, bem como melhoria de resistência e redução de custos.

As adições minerais podem ser pozolânicas ou cimentantes:

Uma pozolana, segundo MEHTA & MONTEIRO (1994), pode ser definida como sendo um *material silicoso ou sílico-aluminoso que, em si mesmo, possui pouca ou nenhuma propriedade cimentante, mas numa forma finamente dividida e na presença de umidade, reage com o hidróxido de cálcio, a temperatura ambiente, para formar compostos com propriedades cimentantes*. Como exemplos de pozolanas podem ser citadas a cinza volante com baixo teor de cálcio (Classe F), a sílica ativa e a cinza de casca de arroz.

A cinza volante com alto teor de cálcio (Classe C) e a escória de alto forno são exemplos de adições minerais com propriedades cimentantes, ou seja, endurecem na presença de umidade.

Para MEHTA & AÏTCIN (1990), a incorporação de adições minerais no concreto pode conduzir a tantas vantagens técnicas que nenhum concreto deveria ser feito sem elas, a não ser que existam razões especiais para isto. Os autores argumentam com as seguintes colocações: a presença de partículas finas das adições minerais, especialmente as pozolânicas, resulta em consideráveis melhorias nas propriedades reológicas do concreto fresco, como a

coesão e estabilidade; as partículas das adições minerais são geralmente capazes de reduzir a exudação e a segregação, que vêm a ser as primeiras causas da heterogeneidade nos concreto, especialmente na zona de interface pasta/agregado; as adições minerais permitem um maior grau de controle sobre os problemas de perda de abatimento, os quais são indesejáveis quando se utilizam aditivos superplastificantes, pois geralmente as adições aumentam o tempo de pega e reduzem a taxa de perda de abatimento no concreto fresco.

### 3.3.1 Tipos de adições minerais

#### 3.3.1.1 Cinza de casca de arroz - CCA

A cinza de casca de arroz é um subproduto proveniente da combustão (controlada ou não) da casca do arroz que, quando moída finamente, adquire propriedades pozolânicas, reagindo com o hidróxido de cálcio liberado durante a hidratação do cimento para formar compostos cimentantes semelhantes àqueles da hidratação do cimento.

A casca do arroz, segundo o ACI 232.1R (2000), é uma dura capa lenhosa, com elevado teor de sílica, composta aproximadamente por 50% de celulose, 30% de lignina e 20% de sílica anidra.

De acordo com PRUDÊNCIO JR *et al* (2003), nenhum outro resíduo agrícola produz tantas cinzas quando queimado. Depois de queimada a cinza da casca de arroz é composta basicamente por dióxido de silício, ou sílica ( $\text{SiO}_2$ ), em proporções que giram em torno de 90%. Outros compostos como  $\text{K}_2\text{O}$ ,  $\text{CaO}$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ,  $\text{MgO}$ ,  $\text{SO}_3$ ,  $\text{P}_2\text{O}_5$ ,  $\text{MnO}$  e  $\text{Cl}$  podem ser encontrados em sua composição, porém em quantidades muito pequenas.

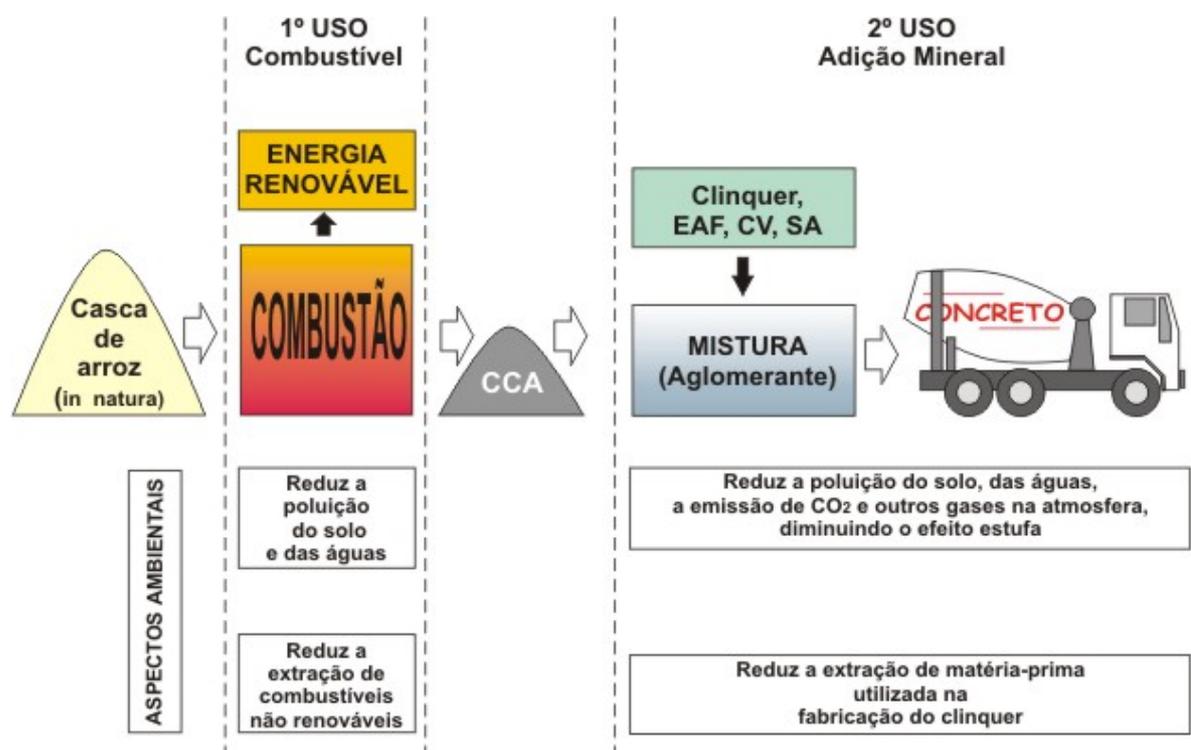
Subproduto do beneficiamento do arroz, a casca de arroz é utilizada geralmente como combustível nos próprios engenhos para secagem e parboilização do cereal, em olarias para a fabricação de tijolos, em termoeletricas ou, em muitos casos, simplesmente depositada em terrenos baldios ou lançada em cursos d'água de forma clandestina.

Quando utilizada de forma correta, a casca de arroz pode se tornar uma importante aliada na busca do desenvolvimento sustentável, uma vez que pode ser utilizada como fonte alternativa e renovável de energia (queima da casca como combustível), e as cinzas geradas no processo de combustão podem ser incorporadas ao concreto, como pozolana, em substituição parcial do cimento, conforme ilustrado na Figura 3.1.

A produção mundial de arroz, no ano de 2004, alcançou a marca de 608,5 milhões de toneladas (Mt), sendo que a China foi o maior produtor, com cerca de 37% da produção mundial. Com a produção de 13,4 Mt do grão, o Brasil foi o 9º maior produtor mundial e o primeiro da América Latina. Dos estados brasileiros, o Rio Grande do Sul é o maior produtor do cereal, sendo responsável por 48% da produção nacional em 2004, o equivalente a 6,3 Mt (ver fontes no rodapé do Quadro 3.1).

O Quadro 3.1 resume os potenciais de produção de cinza de casca de arroz, calculados a partir das quantidades produzidas na safra de 2004.

Como pode ser observado neste quadro, o potencial de produção mundial de cinza de casca de arroz, neste ano, foi de 24,3 Mt. Entretanto, isto representou apenas 1,2% da capacidade de produção do clínquer (USGS, 2005). Isto sugere que toda a casca de arroz produzida mundialmente poderia ser queimada para gerar energia térmica, sendo suas cinzas aproveitadas como adição mineral na produção de concreto.



**Figura 3.1** – Benefícios obtidos com o aproveitamento da casca do arroz como biomassa e utilização das cinzas como adição mineral para a produção de concreto.

**Quadro 3.1** – Potencial de geração de cinza de casca de arroz no Brasil e no Mundo, calculados a partir da produção do cereal, durante a safra de 2004

| Potencial de produção de cinza de casca de arroz, em mil toneladas <sup>1</sup> |                             |                     |                         |                 |
|---|-----------------------------|---------------------|-------------------------|-----------------|
| Mundial <sup>2</sup>  | América Latina <sup>3</sup> | Brasil <sup>2</sup> | Região Sul <sup>4</sup> | RS <sup>4</sup> |
| 24.340  | 936                         | 536                 | 300                     | 252             |

Fontes:

- 1: PRUDÊNCIO *et al* (2003): 1 ton de arroz em casca gera, aproximadamente, 40 kg de cinza de casca de arroz;
- 2: MAPA - Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento (2005);
- 3: FAO – Food and Agriculture Organization (2005);
- 4: IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2005).

Apesar disto, as cinzas resultantes da queima da casca de arroz não têm sido muito utilizadas para a produção de concreto no Brasil e em outros países. Segundo PRUDÊNCIO JR *et al* (2003), isso pode ser atribuído ao fato de que as cinzas de boa atividade pozolânica, além da excessiva coesão, geralmente possuem teores elevados de carbono (acima de 5%), produzindo uma coloração cinza escura no concreto, pouco aceita no mercado consumidor. Visando solucionar tais “problemas”, têm sido desenvolvidas, na Universidade Federal de Santa Catarina, pesquisas com o objetivo de obter CCA com baixo teor de carbono que apresentem elevado desempenho como pozolanas.

O beneficiamento da CCA para uso no concreto consiste basicamente no controle da temperatura e tempo de queima, assim como o tempo de moagem para reduzir o tamanho das partículas.

MEHTA & MONTEIRO (1994), classificando as adições minerais para o concreto, enquadraram a CCA em duas categorias de pozolanas:

- **pozolana altamente reativa:** proveniente de processo de queima controlado, constituída essencialmente de sílica pura, amorfa e em estrutura celular;
- **pozolana pouco reativa:** proveniente de processos de queima em campo aberto, constituída basicamente por silicatos cristalinos e um pequeno teor de matéria amorfa, indicando que este material, se moído e reduzido a um pó muito fino, pode desenvolver certa atividade pozolânica.

A queima controlada (temperatura e tempo de residência) tem o objetivo de elevar a quantidade de sílica amorfa e assim a sua pozolanicidade. Através da moagem aumenta a finura dos grãos CCA, elevando sua superfície específica e, por consequência, sua reatividade.

FENG *et al* (2003) relatam que com o controle da temperatura de queima e do tempo de moagem pode-se produzir CCA de elevada reatividade, que pode substituir parte do cimento na produção de concretos de alta resistência.

CORDEIRO *et al* (2004) estudaram os efeitos de diferentes tratamentos térmicos na reatividade de CCA. Os autores empregaram temperaturas de queima de 400°C, 500°C, 600°C, 700°C, 800°C e 900°C, taxas de aquecimento de 5°C/min, 10°C/min e 20°C/min, e tempos de residência de 3h e 6h. Seus resultados permitiram concluir que, com uma taxa de aquecimento de 5°C/min, temperatura de queima de 600°C e tempo de residência de 3h foi possível obter uma cinza com estrutura amorfa, perda ao fogo < 3%, massa específica em torno de 2.230 kg/m<sup>3</sup>, superfície específica BET em torno de 73.900 m<sup>2</sup>/kg e atividade pozolânica de 529 mg de CaO/g de cinza (Método Chappelle Modificado).

RÊGO & FIGUEIREDO (2002) verificaram que o aumento o aumento no tempo de moagem da CCA de 3h para 5h diminuiu o diâmetro médio dos grãos de 19,78 µm para 15,19 µm, elevando seu índice de atividade pozolânica com o cimento de 77,7% para 84,5%.

No entanto, diversas pesquisas comprovam que mesmo aquelas cinzas originadas de processos de queima não controlados podem apresentar características pozolânicas satisfatórias (ISAIA, 1995; RÊGO *et al*, 2004; TASHIMA *et al*, 2004; FAGURY & LIBORIO, 2004; RODRIGUEZ DE SENSALE & REINA, 2004).

ISAIA (1995) faz críticas a linha de raciocínio que pré-define cinzas de casca de arroz, que tenham em sua composição a presença marcante de fases cristalinas, como sendo de baixa pozolanicidade, sem que tenham sido apresentadas evidências de baixo desempenho quando adicionadas a concretos ou argamassas. O autor questiona a importância destas fases cristalina nas pozolanas para o desempenho dos concretos, quando analisadas isoladamente. Em sua opinião o que importa é o resultados que estas pozolanas apresentam, em relação a uma mistura de referência, quando substituem parte do cimento na mistura.

Desta forma, os benefícios da utilização da CCA como adição mineral, substituindo parte do cimento na produção de concreto, pode trazer múltiplos benefícios em diferentes frentes, como segue:

- evita o lançamento clandestino no meio ambiente, reduzindo a poluição do solo e dos cursos d'água;

- reduz o consumo de cimento no concreto: diminui a extração da matéria-prima para produção do clínquer; reduz a emissão de CO<sub>2</sub> e outros gases na atmosfera que causam o efeito estufa;
- produz concretos de maior durabilidade: aumenta a vida útil das estruturas, diminuindo os impactos ambientais e econômicos pela menor necessidade de manutenção e reconstrução das obras de engenharia.

Todos estes benefícios, somados à possibilidade de uso da casca de arroz como biomassa para a produção de energia renovável, dão ainda mais sentido as observações de MEHTA & AÏTCIN (1990), quando dizem que “nenhum concreto deveria ser feito sem adições minerais”, e de PRUDÊNCIO JR *et al* (2003), quando relatam que “o não aproveitamento da cinza de casca de arroz não pode mais ser aceito pela sociedade”.

### 3.3.1.2 Cinza volante - CV

De acordo com o ACI 116R, a cinza volante é um resíduo muito fino (pequenas partículas esféricas) resultante da combustão do carvão pulverizado, que é transportado dos fornos através de chaminés e retido em precipitadores eletrostáticos para armazenamento.

Devido ao aumento do consumo do carvão pulverizado como combustível nas últimas décadas para geração de energia elétrica em termoeletricas, a cinza volante é hoje encontrada em diversos países.

No ano de 2002, foram consumidas, no mundo todo, cerca de 4,7 bilhões de toneladas de carvão mineral, com projeções de demanda equivalentes a 7 bilhões de toneladas para o ano de 2030. Deste total estima-se que mais de 54 % são destinados à geração de energia elétrica (WCI, 2005).

No Brasil, em 2004, foram produzidas aproximadamente 5,6 milhões de toneladas de carvão mineral. Esta produção está concentrada nos três estados da região sul, sendo o Rio Grande do Sul responsável por 47,8 % do carvão produzido (MME, 2005). Segundo CHIES *et al* (2003), com a conclusão das plantas de geração de energia elétrica Candiota III, Jacuí I, Jorge Lacerda IV, CELESC e Seival, a capacidade máxima de produção de cinza volante no Brasil será acima de 2,2 milhões de toneladas, a partir do ano de 2005.

O Quadro 3.2 apresenta a produção aproximada de cinza volante, calculada a partir dos dados de consumo de carvão mineral em plantas de geração de energia.

**Quadro 3.2** – Estimativa de produção de cinza volante no Brasil e no Mundo

| Produção Estimada de Cinza Volante, em milhões de toneladas <sup>1</sup> |                   |                |                   |        |
|--|-------------------|----------------|-------------------|--------|
| MUNDIAL  |                   | AMÉRICA LATINA |                   | BRASIL |
| 2002   | 2030 <sup>e</sup> | 2002           | 2030 <sup>e</sup> | 2004   |
| 520  | 800               | 2,6            | 5,5               | 1,6    |

1: Calculada a partir do carvão consumido em usinas termoeletricas, de acordo com as seguintes fontes: WCI - World Coal Institute (2005), IEA - International Energy Agency (2004) e MME - Ministério das Minas e Energia (2005);

e: estimativa

Apesar de todos os sub-produtos da queima do carvão terem potencial de utilização em alguma finalidade, percebe-se que existe ainda um sub-aproveitamento destes materiais, devido aos enormes volumes gerados anualmente.

Em 2002 a quantidade total de cinza volante produzida correspondeu a 27% da capacidade de produção de clínquer na indústria do cimento mundial (1.900 Mt – USGS, 2005). Neste mesmo ano, a produção de cinza volante nos EUA foi de 76,5 Mt (ACAA, 2004), o equivalente a 93,8% do clínquer produzido neste país. No entanto, apenas 1,9 Mt foram utilizadas na fabricação do cimento, ou seja, 2,5% de toda a cinza volante disponível.

Na União Européia, a cinza volante aproveitada para fabricação do cimento representou cerca de 17,8% do total gerado no ano de 2003 - 44 Mt (ECOBA, 2004).

No que diz respeito ao Brasil, a quantidade cinza volante produzida a partir de 2005, após a instalação das novas termoelétricas, representará cerca de 5% da capacidade atual de produção de clínquer (45Mt).

Assim, o uso desta pozolana em teores mais elevados que os atuais, a fim de evitar um acúmulo cada vez maior no meio ambiente, é imperativo e defendido por diversos pesquisadores (MALHOTRA & HEMMING, 1995; MEHTA, 1998; VENTA & NISBET, 1999; ISAIA & GASTALDINI, 2004; entre outros).

Mesmo sendo utilizada também outras aplicações (fabricação de blocos, asfalto, estabilização de solos, etc), a taxa de aproveitamento total da cinza volante nos EUA em 2003 foi de 38,7% (ACAA, 2004). Esta taxa é bem mais elevada para a União Européia, onde cerca de 89% da cinza volante gerada foi aproveitada (ECOBA, 2004).

As cinzas volantes possuem propriedades pozolânicas similares as pozolanas naturais de origem vulcânica ou sedimentar encontradas em muitas partes do mundo. Os primeiros relatos do uso de misturas de cinza vulcânica, cal, agregados e água para produzir argamassas e concretos datam de mais de 2000 anos atrás, em Roma (VITRUVIUS, *apud* ACI 232.2R, 1996).

Quanto às características físicas, o diâmetro médio dos grãos da cinza volante está compreendido no intervalo de 1  $\mu\text{m}$  a 1 mm. A ASTM C618 especifica que a porcentagem retida na peneira N° 325 (45  $\mu\text{m}$ ) deve ser menor que 38%. Normalmente a densidade da cinza volante varia de 2.200 a 2.800  $\text{kg/m}^3$ .

Segundo a ASTM C618, as cinzas volantes são classificadas em duas categorias: cinzas volantes Classe C e Classe F. A CSA – *Canadian Standards Association*, recentemente revisou as especificações para classificar as cinzas volantes, dividindo-as em três classes segundo o teor de cálcio (THOMAS *et al*, 1999 *apud* ANTIOHOS *et al*, 2003).

A cinza volante é um complexo material formado pela combinação de fases amorfas ou vítreas (60-90%) e fases cristalinas. Estas cinzas são compostas principalmente por silicatos ( $\text{SiO}_2$ , 35-60%), alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ , 10-30%), óxidos de ferro ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ , 4-20%) e de cálcio ( $\text{CaO}$ , 1-35%). Quando a soma dos teores de sílica, alumina e óxido de ferro for superior a 70%, a cinza volante é classificada como de Classe F. Na cinza volante de Classe C esta soma precisa ser superior a 50%. Geralmente as cinzas de Classe C possuem teor de  $\text{CaO}$  maior que 20% (ACI 232.2R, 1996).

As cinzas com baixo teor de cálcio (Classe F) são provenientes da queima do carvão betuminoso e, isoladamente, não possuem propriedades cimentantes. Já as cinzas de Classe C são originadas durante a queima do carvão sub-betuminoso e do lignito. Por serem ricas em  $\text{CaO}$ , as cinzas de Classe C possuem propriedades cimentantes em presença da água.

O uso de cinza volante como adição mineral na produção de concretos pode ser em misturas binárias ou ternárias, combinadas com outras pozolanas, ou ainda misturas com cinzas de ambas as classes.

ANTIOHOS *et al* (2003) desenvolveram estudos com o objetivo de minimizar os problemas associados com o uso destas cinzas, quando adicionadas separadamente no concreto, como a baixa resistência inicial, insuficiente resistência química, expansão, etc. Os autores avaliaram misturas contendo proporções variadas de cada tipo de cinza (Classe C e Classe F). Os resultados obtidos demonstram que, para teores moderados de substituição do cimento pelas adições, o uso de uma mistura contendo igual proporção das cinzas volantes Classe C e Classe F tem melhor desempenho mecânico. Para teores mais elevados de substituição, as misturas contendo maior conteúdo de sílica mostram-se superiores em todas as idades. Os autores atribuem a melhora de desempenho desta nova mistura, principalmente, aos efeitos sinérgicos que ocorrem entre as cinzas utilizadas.

Portanto, a incorporação das cinzas volantes no concreto traz benefícios não apenas de ordem técnica e econômica, mas também ambiental, devido à redução das cinzas não aproveitadas, do consumo de energia e da emissão do CO<sub>2</sub> relativos à fabricação do clínquer.

### 3.3.1.3 Escória de alto forno - EAF

Os primeiros relatos sobre o uso da escória de alto forno (EAF) como material cimentício aconteceram por volta de 1774, quando LORIENT fez uma argamassa usando EAF misturada com cal (MATHER *apud* ACI 233R, 1995).

O ACI 116R define a escória granulada de alto forno como sendo um subproduto não metálico formado durante a fundição do minério de ferro em alto forno que, ao sofrer resfriamento brusco, se transforma em pequenas partículas compostas basicamente por silicatos e alumino-silicatos de cálcio. Devido ao seu alto teor de cálcio, as escórias, na presença de umidade, adquirem propriedades cimentantes.

Segundo a NBR 5735/1991, a relação  $[(CaO + MgO + Al_2O_3)/SiO_2]$  das escórias deve ser maior ou igual à unidade. Apesar disto, a composição química da escória pode variar entre diferentes países. A título de exemplo, algumas composições são mostradas no Quadro 3.3.

As escórias de alto forno são encontradas em diversas finuras. Segundo o ACI 233R, a ASTM C989 especifica um resíduo máximo retido na peneira N° 325 (45 µm) igual a 20%.

No ano de 2004, a produção mundial de ferro gusa foi estimada em 703 milhões de toneladas (Mt), 56 Mt a mais que no ano anterior (USGS, 2005).

Em 2003, o Brasil foi responsável por aproximadamente 5% da produção mundial, o equivalente a 32,3 Mt (MME, 2004).

O Quadro 3.4 apresenta uma síntese da produção potencial de escória de alto forno, calculada a partir da quantidade de ferro gusa produzida. De acordo com este quadro, percebe-se que a produção potencial de escória de alto forno em 2003 foi equivalente a mais de 8 % da produção potencial de clínquer no mundo neste ano, estimada em 1.960 Mt (USGS, 2005). No Brasil, a produção potencial de escória de alto forno representou cerca de 18 % do potencial de produção de clínquer, em 2003.

**Quadro 3.3** – Composição química característica de algumas escórias

| Principais Compostos Químicos  | Composição percentual sobre o peso total |                         |
|--------------------------------|--|-------------------------|
|                                | CST – Brasil <sup>1</sup>                | EUA/CANADÁ <sup>2</sup> |
| SiO <sub>2</sub>               | 33,6                                     | 34 – 42                 |
| Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 12,4                                     | 7 – 16                  |
| CaO                            | 41,6                                     | 32 – 45                 |
| MgO                            | 7,9                                      | 5 – 15                  |
| Outros                         | 4,5                                      | –                       |

Fontes:

1: Valores de referência da CST - Companhia Siderúrgica de Tubarão (2005)

2: Valores médios (ACI 233R, 1995)

**Quadro 3.4** – Produção potencial de escória de alto forno, calculada a partir do total de ferro gusa produzido no ano de 2003

| Produção potencial de escória granulada de alto forno <sup>1</sup><br>(milhões de toneladas) |                     |
|--|---------------------|
| MUNDIAL <sup>2</sup>   | BRASIL <sup>3</sup> |
| 160  | 8                   |

Fontes:

1: CST (2005) - 1 tonelada de ferro gusa produz de 200 a 300kg de escória de alto forno

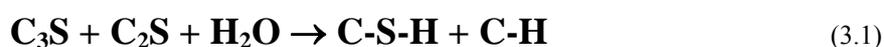
2: USGS (2005) – U. S. Geological Survey

3: MME (2004) – Ministério das Minas e Energia

### 3.3.2 Mecanismo de hidratação do cimento e as reações pozolânicas

Sendo o cimento Portland composto de uma mistura heterogênea de vários compostos, o processo de hidratação consiste na ocorrência de reações simultâneas dos compostos anidros com água. Porém, a velocidade das reações dos compostos do cimento não são as mesmas. Os aluminatos (C<sub>3</sub>A e C<sub>4</sub>AF) se hidratam mais rapidamente do que os silicatos, sendo responsáveis pelo enrijecimento inicial e pega da pasta de cimento. Já os silicatos (βC<sub>2</sub>S e C<sub>3</sub>S), que compõem aproximadamente 75% do cimento comum, são responsáveis pela taxa de desenvolvimento da resistência no tempo, isto é, dão a característica de endurecimento da pasta.

Simplificadamente, a reação de hidratação dos silicatos do cimento puro pode ser escrita da seguinte forma:



Ou seja, os silicatos tricálcico e bicálcico, ao reagirem com a água, têm como produto da hidratação o silicato de cálcio hidratado (C-S-H), liberando o hidróxido de cálcio (C-H) como subproduto.

Conforme discutido anteriormente, as pozolanas são materiais silicosos ou sílico-aluminosos que em si mesmo possuem pouca ou nenhuma propriedade cimentante. No entanto, quando em presença de umidade reagem quimicamente com o hidróxido de cálcio formando compostos com propriedades cimentantes.

Sendo assim, quando o cimento é substituído por pozolanas, a sílica presente nestas adições reage com o hidróxido de cálcio que foi liberado na hidratação dos silicatos de cálcio do cimento, formando silicatos de cálcio hidratado semelhantes àqueles formados na hidratação do cimento, porém com menor tamanho, densidade e relação C/S. Esta reação é chamada de **reação pozolânica** e pode, simplificada, ser escrita da seguinte forma (MEHTA & MONTEIRO, 1994):



De acordo com MASSAZZA (1998, *apud* VAGHETTI, 1999), nas reações pozolânicas ocorre uma aceleração da hidratação do C<sub>3</sub>S pelas partículas finas das pozolanas, liberando os íons Ca<sup>2+</sup> e, posteriormente, formando C-S-H com locais preferenciais de nucleação, fazendo com que este precipite na solução dos poros. Em outras palavras, acontece um mecanismo de dissolução e precipitação do C-H, com a adsorção dos íons Ca<sup>2+</sup> pelos íons Si<sup>4+</sup> dissolvidos na superfície dos grãos de pozolana, com a conseqüente formação do C-S-H.

### 3.3.3 Influência das adições minerais na microestrutura do concreto

De acordo com o item 3.2, o concreto é um material cuja estrutura é composta por três fases: fase agregado, pasta de cimento e a zona de transição entre a pasta e o agregado.

Na zona de transição é encontrada uma estrutura mais porosa, com vazios capilares e formação de cristais etringita e hidróxido de cálcio com maior tamanho do que na matriz da pasta. Conseqüentemente, a resistência do concreto na zona de transição é inferior à resistência da matriz da pasta e do agregado.

Os grandes cristais de C-H liberados na hidratação do cimento, por sua pequena área específica, possuem pequena capacidade de adesão, devido às forças de Van der Waals correspondentemente mais fracas, favorecendo planos de clivagem preferenciais, devido a sua estrutura orientada.

Durante as reações pozolânicas, a formação dos silicatos de cálcio hidratados (C-S-H) secundários, de baixa densidade, contribui para o refinamento do tamanho dos poros, ou seja, a transformação de vazios capilares grandes em muitos vazios de pequenos tamanhos. As reações pozolânicas são responsáveis também pelo refinamento do tamanho dos grãos, que é a transformação dos grãos maiores de hidróxido de cálcio em grãos menores de silicato de cálcio hidratado secundário, aumentando a resistência da pasta de cimento.

Tanto o fenômeno de refinamento dos poros, quanto o de refinamento dos grãos, aumentam a resistência da zona de transição pasta-agregado, fazendo com que a resistência do concreto como um todo seja aumentada.

Conforme ISAIA *et al* (2003), o efeito das pozolanas sobre a microestrutura da pasta depende, não só das reações pozolânicas, como do efeito físico das pequenas partículas, cuja ação se traduz por uma pasta mais densa, mais compacta, resultando em um concreto com microestrutura mais homogênea e uniforme. GOLDMAN & BENTUR (1993), citados por estes autores, relatam que este efeito *micro-filler* é, no mínimo, igual ou mais importante que o efeito pozolânico das adições, no que diz respeito à resistência à compressão.

Sendo assim, os efeitos das adições minerais, pozolânicas ou cimentantes, sobre a resistência do concreto dependerá não só da composição química destas adições, mas também da distribuição do tamanho das partículas (finura) destas adições.

O aumento na finura (redução do tamanho médio dos grãos de pozolana) resulta em melhorias na microestrutura da pasta de cimento hidratada através da acomodação dos grãos finos da pozolana entre os grãos do cimento. Isto resulta no aumento da compacidade da pasta, redução do volume de poros capilares (tamponamento), favorecendo o refinamento dos grãos através da nucleação dos produtos de hidratação do cimento em torno das partículas de pozolana (MEHTA & MONTEIRO, 1994). Além disto, estes pequenos grãos de pozolana adsorvem moléculas de água impedindo a sua movimentação (MEHTA & AÏTCIN, 1990).

Na composição química das adições minerais prevalecem dois compostos básicos: dióxido de silício ou sílica ( $\text{SiO}_2$ ), nas cinzas volantes, sílica ativa, cinza de casca de arroz e escórias; e o óxido de cálcio ou cal ( $\text{CaO}$ ), nas escórias e cinza volante classe C. A sílica das adições participa das reações pozolânicas, sendo estas, geralmente, mais intensas quanto maior for o conteúdo de sílica amorfa da adição, para pozolanas de igual finura. No caso das escórias e cinzas volantes com alto teor de cálcio, ocorrem paralelamente reações pozolânicas com a sílica e reações de hidratação da cal destas adições, originando compostos cimentantes que contribuem conjuntamente para a densificação da pasta.

GASTALDINI & ISAIA (1998) investigaram a porosidade de pastas compostas de misturas binárias e ternárias de adições minerais (CV, CCA, EAF e SA), com teores totais de substituição de 50% e 70%. Os autores constataram que a incorporação destas adições altera a estrutura física da pasta, e relatam que este comportamento está subordinado a composição química e mineralógica, condições de resfriamento, grau de vitrificação e tamanho das partículas das adições.

TORII & KAWAMURA (1992) realizaram ensaios de porosimetria e permeabilidade a cloretos em corpos-de-prova de argamassa contendo CV, SA e EAF, mantidas sob diferentes regimes de cura. Os resultados mostraram que, tanto nas camadas superficiais quanto no interior dos cp's, os concretos com adições minerais foram menos permeáveis devido a sua menor porosidade.

Os efeitos da finura da cinza volante sobre a resistência do concreto, a porosidade total e a distribuição de tamanho dos poros em pastas hidratadas, foram investigados por CHINDAPRASIRT *et al* (2005). Para isto foram utilizados concretos com a/ag 0,35, contendo 0%, 20% e 40% (em massa) de cinzas volantes com  $\phi_{\text{med}}$  de 19,1  $\mu\text{m}$  (original) e 6,4  $\mu\text{m}$  (classificada). Estes pesquisadores verificaram que a porosidade total e o tamanho dos poros foram fortemente influenciados pela incorporação da CV na mistura. A substituição do cimento pela CV original ( $\phi_{\text{med}} = 19,1 \mu\text{m}$ ) aumentou a porosidade total, porém reduziu o diâmetro médio dos poros. O aumento no teor de substituição desta pozolana resultou num acréscimo do volume de poros do gel de C-S-H (5,7-10 nm). Para a CV classificada ( $\phi_{\text{med}}$  de 6,4  $\mu\text{m}$ ) houve uma redução na porosidade total e dos poros capilares. No entanto, o volume de poros do gel aumentou, para ambos os níveis de substituição. Por fim, a substituição da CV original pela classificada (mais fina) resultou na diminuição do diâmetro médio dos poros.

### 3.3.4 Influência das adições minerais na composição e na condutividade equivalente da solução dos poros

No decorrer da hidratação do cimento Portland formam-se inúmeras espécies químicas na água dos poros: íons complexos e espécies neutras.

Segundo TAYLOR (1997, *apud* OLIVEIRA, 2000), nas primeiras 2h de hidratação as concentrações de  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{OH}^-$  e  $\text{SO}_4^{2-}$  são relativamente elevadas. Após o tempo de pega (2-12h), a concentração destes íons altera-se muito pouco, indicando certo equilíbrio entre a precipitação dos compostos hidratados e a dissolução das fases anidras do cimento. A partir daí, há um rápido decréscimo nas concentrações de  $\text{Ca}^{2+}$  e  $\text{SO}_4^{2-}$ , correspondentes à precipitação e formação dos cristais de etringita, ficando a solução composta basicamente por íons hidroxila e alcalinos. À medida que os ânions vão sendo fixados, uma quantidade equivalente de íons  $\text{OH}^-$  é liberada para reestabelecer o equilíbrio das cargas elétricas no meio. Sendo os hidróxidos alcalinos muito solúveis, os íons  $\text{OH}^-$  permanecem livres na solução, elevando o seu pH, reduzindo a solubilidade do cálcio e aumentando a solubilidade dos silicatos.

A incorporação de adições minerais, em substituição parcial do cimento, tem influência significativa sobre a estrutura e a solução dos poros do concreto endurecido. As alterações na estrutura dos poros afetam a permeabilidade do concreto, porém as mudanças na solução dos poros não (SHI *et al*, 1998). Estes autores apresentam um resumo dos efeitos das adições minerais na solução dos poros, baseado em estudos de diversos pesquisadores, como segue:

- **escórias:** estas adições contribuem para a elevação dos álcalis na solução dos poros. Altos teores de substituição reduzem consideravelmente a concentração de  $\text{OH}^-$  com pequena alteração do pH da solução. Por serem, geralmente, ricas em sódio e pobres em potássio, a incorporação das escórias na mistura eleva o conteúdo de  $\text{Na}^+$  e reduzem o conteúdo de  $\text{K}^+$ ;
- **cinza volante:** o efeito da CV na composição da solução dos poros depende do seu conteúdo e tipo de álcali, podendo aumentar ou diminuir as concentrações de  $\text{Na}^+$  e  $\text{K}^+$  da solução. Normalmente, a CV reduz as concentrações de  $\text{Ca}^{2+}$  e  $\text{OH}^-$  na solução dos poros;
- **sílica ativa:** a adição da sílica ativa reduz as concentrações de  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$  e  $\text{OH}^-$ . É aceito que a formação do C-S-H secundário, de baixa relação C/S, na presença da sílica ativa é responsável pela precipitação dos álcalis, tanto por adsorção quanto por combinação química. A sílica ativa reduz significativamente o conteúdo de sulfatos solúveis.

Uma vez que a condutividade da solução dos poros depende da concentração dos ânions e dos cátions presentes na sua composição, a substituição do cimento pelas adições minerais, ao provocar alterações na concentração destes íons, altera a condutividade elétrica da solução, assim como seu pH.

GASTALDINI *et al* (2002), analisando a condutividade específica da solução dos poros, em concretos contendo CV e CCA com diferentes finuras e teores de substituição, observaram que, embora o conteúdo de álcalis da CV e da CCA sejam maiores que aqueles encontrados no cimento, a substituição parcial do cimento pelas pozolanas diminuiu a concentração dos íons  $\text{Na}^+$  e  $\text{K}^+$  e, conseqüentemente, reduziu o equivalente alcalino em

sódio. Segundo estes autores, as misturas contendo CCA apresentaram menor equivalente alcalino que as misturas com CV. O aumento do teor de substituição e da finura das pozolanas resultou em menores concentrações de  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$  e  $\text{OH}^-$ , e acrescentam que todas as misturas aglomerantes com CV e CCA apresentaram condutividades elétricas inferiores à mistura de referência.

### 3.3.5 Influência das adições minerais na resistência à compressão do concreto

Devido à relação a/ag ser mais elevada na zona de interface pasta-agregado (efeito parede) do que na matriz de cimento, a estrutura da zona de transição, principalmente o volume de vazios e as microfissuras existentes, tem grande influência sobre a rigidez ou módulo de elasticidade do concreto. Estes vazios e microfissuras funcionam como “pontes rompidas” entre as fases do concreto, não permitindo a transferência uniforme de energia do concreto carregado, fazendo com que a ruptura ocorra em níveis de tensão consideravelmente mais baixos do que a resistência individual da pasta ou dos agregados (MEHTA & MONTEIRO, 1994).

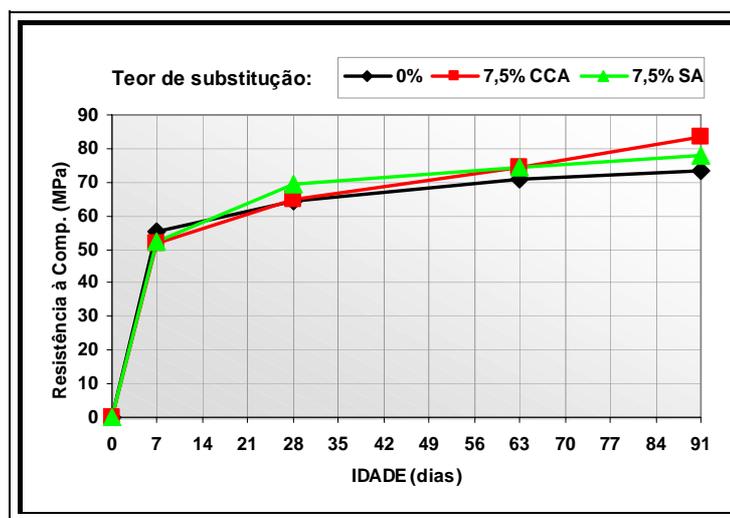
Como descrito nos itens 3.3.2 e 3.3.3, as adições minerais, através das reações pozolânicas e do *efeito filler*, densificam a estrutura da zona de transição, devido ao refinamento dos poros e dos grãos de C-H, reduzindo a espessura desta zona ou até eliminando-a.

Em seus experimentos, GASTALDINI & ISAIA (1998) também avaliaram os efeitos de misturas binárias e ternárias de CV, CCA, EAF e SA (50% e 70% de substituição, em massa) sobre a resistência à compressão dos concretos. Os autores verificaram que todas as misturas aglomerantes com adições analisadas apresentaram valores de resistência à compressão inferiores aos da mistura de referência (sem adição). Porém, quando analisadas em igualdade de consumo de cimento, as misturas com adições minerais foram superiores ao concreto de referência.

YEAU & KIM (2005) observaram que, embora os concretos contendo escória de alto forno (teores de substituição de 25%, 40% e 55%) tenham apresentado resistência inferior ao concreto com cimento puro (referência) nos primeiros dias de hidratação, após os 28 dias estas misturas tiveram resistência à compressão superior à mistura de referência. Estes resultados, afirmam os autores, se devem ao fato de que as reações pozolânicas acontecem mais lentamente e contribuem para a densificação do concreto em idades mais avançadas.

TAN & GJÖRV (1996) verificaram que a incorporação de 10% de sílica ativa elevou a resistência à compressão, aos 63 dias, em até 30% em relação à mistura com cimento puro.

RODRÍGUEZ DE SENDALE & REINA (2004) investigaram a possibilidade do uso de cinza de casca de arroz residual uruguaia, sem controle de queima, como adição mineral em concretos de alto desempenho. Foram utilizadas misturas com 7,5% de substituição do cimento por CCA e por SA, e relação a/ag igual a 0,28. A CCA foi apenas moída, sendo o diâmetro médio dos grãos de 7-8  $\mu\text{m}$ , a superfície específica BET igual a 28,8  $\text{m}^2/\text{g}$  e o teor de sílica igual a 87,3%. O bom desempenho da CCA como pozolana foi constatado mediante seu índice de atividade pozolânica (ASTM C311) que foi de 94,4% contra 76,1% da sílica ativa ( $\text{SiO}_2 = 83\%$ ). Quanto à resistência à compressão, aos 7 dias de idade as misturas contendo CCA e SA apresentaram valores inferiores aos do concreto sem adição. Aos 28 dias, a mistura com SA obteve os melhores resultados. E aos 91 dias a mistura com CCA foi a que teve resistência à compressão mais elevada (Figura 3.2).

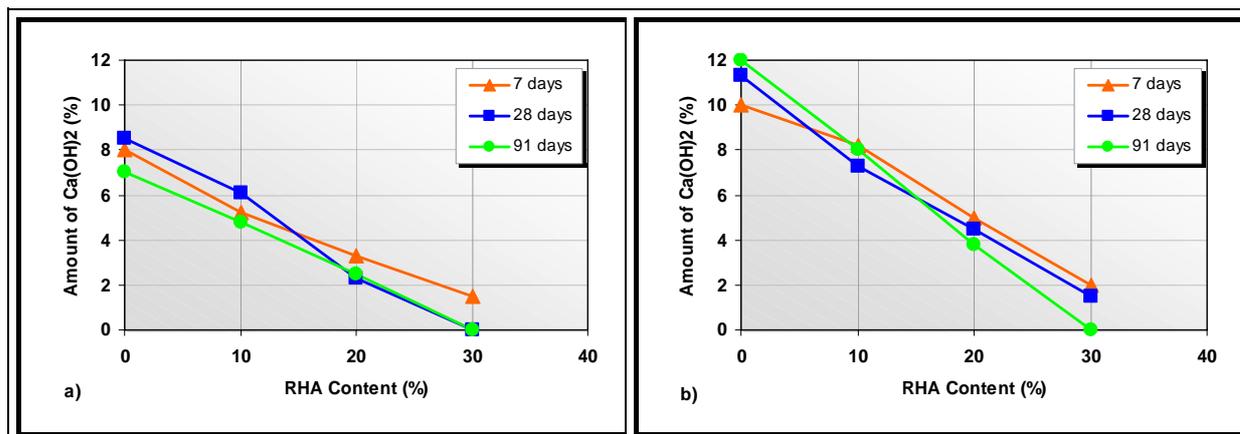


**Figura 3.2** – Resistência à compressão em função da idade. Figura adaptada de RODRÍGUEZ DE SENSALE & REINA (2004).

As resistências de concretos com diversos teores de CCA, com controle de queima e moagem, foram investigadas por FENG *et al* (2003). Foram utilizadas misturas com 10%, 20% e 30% de substituição do cimento por CCA, cujo diâmetro médio foi de 7,4  $\mu\text{m}$  e o teor de sílica igual a 91,4%. Os resultados obtidos permitiram observar que a resistência à compressão aumentou com a elevação do teor de substituição, tanto aos 3 dias quanto aos 28 dias de idade. As máximas taxas de desenvolvimento da resistência foram obtidas até os 7 dias de idade. A razão para o incremento de resistência nos concretos com CCA é devido a melhoria da hidratação do cimento proporcionada pelo aumento no conteúdo de CCA e pelas reações pozolânicas entre a sílica da CCA e o hidróxido de cálcio liberado durante a hidratação do cimento que acontecem rapidamente, conforme demonstram as Figuras 3.3a e 3.3b.

COSTENARO & LIBÓRIO (2003) relatam que a taxa de crescimento da resistência com a idade varia de acordo com a relação  $a/ag$ . Para concretos com adições (SA e CCA) e relação  $a/ag$  mais elevada, os autores observaram que o crescimento da resistência ocorre de forma mais lenta nas primeiras idades. Dos 28 aos 91 dias a resistência à compressão destes concretos pode aumentar até 20%. Já para concretos de baixa relação  $a/ag$ , a situação é contrária: os concretos com adições apresentaram taxa de crescimento da resistência após os 28 dias inferior ao concreto com cimento puro. Neste último caso, a maior parcela da resistência ocorre já nas primeiras idades, sendo a resistência à compressão aos 3 dias igual a aproximadamente 70% da resistência à compressão aos 28 dias de idade.

O efeito sinérgico que pode ocorrer entre pozolanas distintas em misturas ternárias foi descrito por ISAIA *et al* (2003). De acordo com estes autores, quando uma pozolana de baixa reatividade é empregada, em mistura ternária, com outra pozolana mais reativa, como a sílica ativa e a cinza de casca de arroz, existe uma sinergia entre estas pozolanas, que resulta em resistência superior àquelas que seriam observadas em misturas binárias destas adições.



**Figura 3.3** – Hidróxido de cálcio remanescente em função do teor de substituição de CCA para concretos com relações  $a/ag$  0,35 (a) e 0,45 (b). Figura adaptada de FENG *et al* (2003).

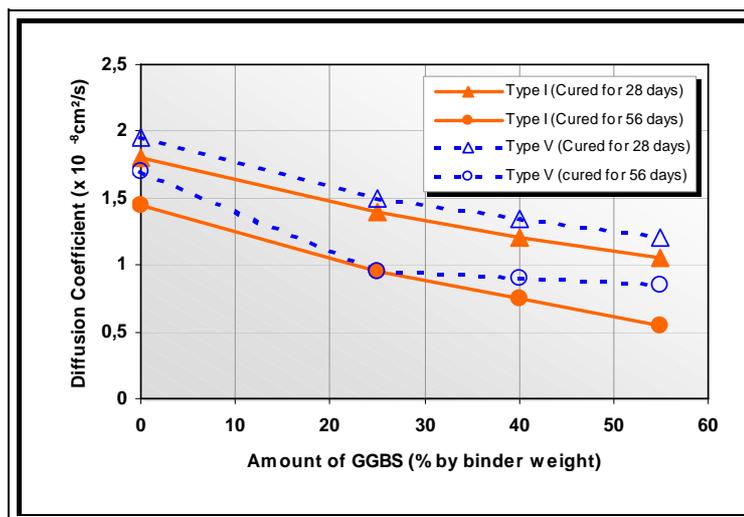
### 3.3.6 Influência das adições minerais na resistência à penetração de cloretos do concreto

É conhecido que as pozolanas agem de maneiras distintas sobre a microestrutura do concreto através dos efeitos físico e pozolânico, que se traduzem por um refinamento dos poros e dos grãos de C-H, preenchimento dos vazios pelas finas partículas de pozolana (efeito *filler*), tornando esta microestrutura mais densa, tortuosa e descontínua, aumentando a resistência do concreto à penetração de íons cloreto.

De fato, WEE *et al* (2000) constataram que a substituição do cimento por adições de EAF e SA resultaram em menor carga passante (TRPC) assim como na redução do coeficiente de difusão (EPCANP). Tal comportamento é atribuído às alterações na microestrutura do concreto provocadas pelas pozolanas conforme acima descrito. Estes autores observaram ainda que, para uma escória com dado conteúdo de sílica amorfa, o aumento da sua finura (300 m<sup>2</sup>/g para 800 m<sup>2</sup>/g) proporciona uma maior reatividade química durante a hidratação, sendo esta a razão para a elevada resistência à penetração de cloretos apresentada por estas misturas.

No entanto, GASTALDINI & ISAIA (1999) verificaram que o aumento na finura da escória, de 400 m<sup>2</sup>/g para 700 m<sup>2</sup>/g, resultou em misturas com maior penetração de cloretos, segundo o método da ASTM C1202. Apesar da elevação da finura propiciar uma estrutura para a pasta mais compacta, com maior resistência e menor porosidade, relatam os autores que tal comportamento deve-se a alteração na composição dos poros, sendo que o aumento na finura resultou numa maior concentração de íons Na<sup>+</sup> e K<sup>+</sup> favorecendo a condutividade elétrica da solução.

YEAU & KIM (2005) realizaram experimentos com escória de alto forno e cimentos Tipo I e Tipo V (ASTM). Os resultados obtidos demonstraram que os concretos contendo EAF apresentaram menor coeficiente de difusão de cloretos que aqueles com cimento puro. Os autores acrescentam que, podem ser conseguidas resistências à penetração de cloretos mais elevadas, se altos teores de EAF forem adicionados ao cimento Tipo I, em relação ao Tipo V, devido a quantidade de aluminatos presentes na composição do cimento Tipo I ser mais elevada do que no Tipo V, como pode ser visto na Figura 3.4.



**Figura 3.4** – Coeficiente de difusão de íons cloreto em concretos contendo escória de alto forno. Figura adaptada de YEAU & KIM (2005).

RAMEZANIANPOUR & MALHOTRA (1995) observaram que a incorporação de sílica ativa, escória de alto forno ou altos volumes de cinza volante no concreto aumentam sua resistência à penetração de íons cloreto (TRPC) e produzem concretos de baixa permeabilidade.

Por outro lado, DHIR *et al* (1997) verificaram que conteúdos de cinza volante superiores a 50%, em massa, conduzem a um aumento no coeficiente de difusão e redução da capacidade de fixação/cominação de íons cloreto da mistura. Isto pode ser atribuído à instabilidade dos sais de Friedel em soluções com baixo pH. O aumento na solubilidade e na decomposição destes compostos liberaria íons cloreto na solução dos poros, elevando a sua concentração.

O fato de que a resistência mecânica não deve ser o único parâmetro analisado quando da escolha ou especificação do concreto, no que diz respeito à durabilidade, é ilustrado por diversos autores (HELENE, 1997; MEHTA, 1999; ISAIA & GASTALDINI, 2003; FERREIRA *et al*, 2003; entre outros).

FERREIRA *et al* (2003) constataram que, apesar dos concretos com adições de CV e EAF terem apresentado valores de resistência à compressão menores que os concretos de referência, as misturas com adições minerais apresentaram resistências à penetração de cloretos (TRPC) superiores a estes concretos. Através de tratamento estatístico para avaliar a influência das adições minerais, da idade, da relação a/ag e das condições de cura sobre a penetração de cloretos, estes autores concluíram que o uso das adições minerais foi a variável de maior influência sobre a carga passante, sendo que a presença destas adições resulta em concretos de menor penetração de cloretos.

GASTALDINI *et al* (2002), em estudos referentes ao efeito da adição de CV e CCA, com diferentes finuras e percentuais de substituição de 25% e 50%, sobre a penetração de cloretos (ASTM C1202), observaram que a permeabilidade a cloretos das misturas investigadas com adição de pozolanas foi de 1,22 a 16,7 vezes inferior à do concreto de referência. Para dado valor de carga elétrica passante, diferentes relações a/ag e, conseqüentemente, diferentes resistências à compressão, foram encontradas. Segundo estes pesquisadores, o aumento na finura e no teor de substituição resultaram na redução do equivalente alcalino em sódio e na condutividade específica da solução dos poros. Foi

verificada também a existência de forte correlação entre a penetração de cloretos *versus* concentração do equivalente alcalino e penetração de cloretos *versus* condutividade específica da solução dos poros.

Por fim, HOFFMANN & DAL MOLIN (2002) relatam que a substituição do cimento por 20% de sílica ativa reduziu, em média, 60% o coeficiente de difusão de cloretos, medido no ensaio de migração acelerada de cloretos. A adição de 10% e 20% de sílica ativa resultou em prolongamentos da fase de iniciação da corrosão de 54% e 137%, respectivamente.

## CAPÍTULO 4 INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL

### 4.1 INTRODUÇÃO

A presente dissertação teve como objetivo investigar o comportamento, frente à ação de íons cloreto, de concretos compostos com adições minerais, em especial a cinza de casca de arroz, devido à variação do período de cura úmida. Para isto, as misturas contendo cinza de casca de arroz tiveram seu desempenho comparado ao de misturas contendo cinza volante, escória de alto forno e cimento puro, que representam os cimentos comerciais CP III, CP IV e CP V-ARI, respectivamente.

Os ensaios laboratoriais foram conduzidos de forma a investigar como e em que proporção o prolongamento do período de cura úmida influencia a resistência à compressão axial, a carga passante e o coeficiente de difusão de cloretos destes concretos, procurando responder aos questionamentos pré-estabelecidos.

O comportamento das diversas misturas frente à penetração de cloretos foi investigado através do TRPC, método proposto pela ASTM C1202, que relaciona a resistência à penetração de cloretos com a condutividade do concreto, e através do EPCANP, método proposto pela AASHTO T259, que fornece o coeficiente de difusão de cloretos do concreto a partir da profundidade de penetração destes íons no corpo-de-prova (cp) ao longo do tempo.

Para auxiliar na interpretação dos resultados, ensaios de resistência à compressão axial foram realizados com a finalidade de estabelecer correlações entre as variáveis mecânicas (resistência à compressão) e de durabilidade (resistência à penetração de cloretos), bem como conhecer a relação entre o coeficiente de difusão, derivado do EPCANP e a carga total passante, obtida durante o TRPC.

Desta forma, foi necessário estabelecer as variáveis envolvidas na pesquisa:

- a. **variáveis independentes:** são aquelas inerentes à própria constituição do concreto que alteram as propriedades do material cimentante e influenciam a relação sólido/espaço da pasta e seu grau de compacidade, como o tipo de adição mineral, o teor de substituição, a relação água/aglomerante, a idade do concreto e o período de cura. Foram utilizadas nesta pesquisa misturas contendo adições minerais como a cinza de casca de arroz, em teores de substituição de 10%, 20% e 30%, cinza volante, com 35% de substituição e escória de alto forno, com 50% de substituição da massa de cimento, além da mistura de referência com cimento puro (sem adição). As relações água/aglomerante utilizadas foram 0,35, 0,50 e 0,65 para todos os ensaios. Os ensaios de resistência à compressão axial foram realizados nas idades de 28 e 91 dias e os ensaios de penetração de cloretos foram realizados com corpos-de-prova com 91 dias de idade. Para avaliação da importância do período de cura úmida na resistência à compressão e na resistência à penetração de cloretos das diversas misturas investigadas, os corpos-de-prova foram curados em câmara úmida por 3, 7 e 28 dias;
- b. **variáveis dependentes:** são aquelas cujo valor é influenciado pelas variáveis independentes. Na presente investigação estas variáveis são caracterizadas pela resistência à compressão axial, a carga total passante –TRPC - e o coeficiente de difusão de cloretos (profundidade de penetração) – EPCANP.

Assim, através da realização destes ensaios laboratoriais e da posterior análise dos resultados obtidos, procurou-se responder os questionamentos específicos pré-estabelecidos, a fim de melhor compreender a importância da cura na resistência à penetração de cloretos, objetivo central desta dissertação, bem como os inter-relacionamentos entre as variáveis investigadas.

## 4.2 MATERIAIS UTILIZADOS

### 4.2.1 Cimento

O cimento selecionado para uso na presente pesquisa foi proveniente de fabricante nacional, sendo classificado, segundo a EB 2 - NBR 5733, como cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CP V-ARI). Este tipo de cimento foi escolhido por apresentar maior teor de  $C_3S$  em sua composição, o que resulta na liberação de maior quantidade de hidróxido de cálcio, necessário às reações pozolânicas, durante a hidratação.

A Tabela 4.1 apresenta as características físicas e mecânicas do cimento utilizado, bem como sua composição química.

**Tabela 4.1:** Características físico-químicas e mecânicas do cimento

| Classificação NBR 5733                           | CP V-ARI                     |
|--|------------------------------|
| <b>Resistência à compressão axial (NBR 7215)</b> | <b>(MPa)</b>                 |
| 1 dia  | 23,5                         |
| 3 dias   | 35,1                         |
| 7 dias   | 41,2                         |
| 28 dias  | 49,6                         |
| <b>Características Físicas</b>                   |                              |
| Massa Específica (g/cm <sup>3</sup> )            | 3,12                         |
| Finura # 0,075mm                                 | 0,13                         |
| Superfície Específica BET (m <sup>2</sup> /g)    | 1,48                         |
| <b>Composição Química</b>                        | <b>% sobre a massa total</b> |
| Perda ao fogo                                    | 2,09                         |
| SiO <sub>2</sub>                                 | 19,59                        |
| Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>                   | 4,79                         |
| Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>                   | 3,07                         |
| CaO  | 64,35                        |
| MgO  | 1,69                         |
| SO <sub>3</sub>                                  | 2,75                         |
| Na <sub>2</sub> O                                | 0,07                         |
| K <sub>2</sub> O                                 | 0,98                         |

### 4.2.2 Adições Minerais

Foram utilizadas como adições minerais no presente experimento a cinza de casca de arroz (CCA), a cinza volante (CV) e a escória de alto forno (EAF), cujas características físicas e químicas são apresentadas na Tabela 4.2.

**Tabela 4.2:** Características físicas e químicas das adições minerais

| Características Físicas                       | CCA          | CV    | EAF   |
|---|--------------|-------|-------|
| Massa Específica (g/cm <sup>3</sup> )         | 2,17         | 2,19  | 2,89  |
| Superfície Específica BET (m <sup>2</sup> /g) | 40,0         | 2,32  | 1,07  |
| Composição Química                            | (% em massa) |       |       |
| Perda ao fogo                                 | 9,14         | 1,16  | 0,71  |
| SiO <sub>2</sub>                              | 90,00        | 64,57 | 34,98 |
| Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>                | 0,28         | 27,27 | 13,06 |
| Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>                | 0,14         | 2,21  | 1,11  |
| CaO   | 0,45         | 1,51  | 42,28 |
| MgO   | 0,28         | 0,76  | 6,01  |
| SO <sub>3</sub>                               | 0,02         | 0,06  | 0,11  |
| Na <sub>2</sub> O                             | 0,08         | 0,15  | 0,17  |
| K <sub>2</sub> O                              | 1,55         | 1,50  | 0,40  |

1: A cinza de casca de arroz utilizada foi proveniente de usina termelétrica, obtida através de processo de queima controlado, sendo moída por 10min, de acordo com recomendações do fornecedor.

2: Subproduto da queima do carvão mineral em usina termelétrica, sendo utilizada sem nenhum tipo de beneficiamento adicional em relação ao seu estado natural na usina. Cinzas volantes com características semelhantes são muito utilizadas pelas indústrias concreteiras de Santa Maria.

3: A escória de alto forno selecionada para uso na presente pesquisa foi procedente de indústria siderúrgica nacional utilizada em indústria cimenteira, tendo sido recebida já moída.

### 4.2.3 Agregados

O agregado miúdo utilizado foi areia quartzosa encontrada na região de Santa Maria, RS, previamente lavada e seca em estufa a 105 - 110 °C, para remoção da umidade, e peneirada na peneira # 6,3 mm. As características físicas desta areia são apresentadas na Tabela 4.3 e sua curva granulométrica na Figura 4.1.

Como agregado graúdo foi utilizada a pedra britada originária de rocha diabásica do município de Itaara, RS, previamente lavada e seca em estufa a 105 – 110 °C, e peneirada na peneira # 19,0 mm. A Tabela 4.1 e a Figura 4.2 apresentam as características físicas e a curva granulométrica desta brita, respectivamente.

### 4.2.4 Aditivo

Com o objetivo de manter a igualdade de consistência entre as diversas misturas investigadas foi utilizado aditivo químico superplastificante de terceira geração, com base em