

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**AVALIAÇÃO DA RESISTIVIDADE ELÉTRICA DO  
CONCRETO COMO PARÂMETRO PARA A PREVISÃO DA  
INICIAÇÃO DA CORROSÃO INDUZIDA POR CLORETOS  
EM ESTRUTURAS DE CONCRETO**

**LOURDIMINE SANTOS**

**ORIENTADOR: ANTÔNIO ALBERTO NEPOMUCENO**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E  
CONSTRUÇÃO CIVIL**

**PUBLICAÇÃO: E.DM - 005A/06**

**BRASÍLIA/DF: ABRIL DE 2006**

# **Livros Grátis**

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

# **UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA**

**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

## **AVALIAÇÃO DA RESISTIVIDADE ELÉTRICA DO CONCRETO COMO PARÂMETRO PARA A PREVISÃO DA INICIAÇÃO DA CORROSÃO INDUZIDA POR CLORETOS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO**

**LOURDIMINE SANTOS**

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

---

**ANTÔNIO ALBERTO NEPOMUCENO, Dr. Ing. (UnB)**  
(Orientador)

---

**ELTON BAUER, DSc. (UnB)**  
(Examinador Interno)

---

**GIBSON ROCHA MEIRA, DSc.**  
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF: 07 DE ABRIL DE 2006

## **FICHA CATALOGRÁFICA**

SANTOS, LOURDIMINE

Avaliação da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a previsão da iniciação da corrosão induzida por cloretos em estruturas de concreto [Distrito Federal] 2006.

xvii, 161p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2006).

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Resistividade elétrica

2. Corrosão das armaduras

3. Cloretos

4. Previsão da iniciação da corrosão

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## **REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

SANTOS, L. (2006). Avaliação da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a previsão da iniciação da corrosão induzida por cloretos em estruturas de concreto. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-005A/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 161p.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

AUTOR: Lourdimine Santos.

TÍTULO: Avaliação da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a previsão da iniciação da corrosão induzida por cloretos em estruturas de concreto.

GRAU: Mestre

ANO: 2006

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

---

Lourdimine Santos

SQS 208, bloco H, apt. 201.

70.254-080 Brasília – DF – Brasil.

*“Todo poder e ciência, todo o mistério dos tempos, a explicação do universo, se encontram em Deus. Toda a existência do homem, toda a esperança perdida, todo o milagre da vida, se encontram em Deus...”*

*(João Alexandre)*

## **AGRADECIMENTOS**

A DEUS, em primeiro lugar, autor da minha vida, que me concedeu graça suficiente para realizar este trabalho, deu-me força e perseverança nos momentos difíceis e constituiu-se a minha fonte de alegria, sempre. A Ele, portanto seja toda a honra e glória para todo sempre, porque “dEle, por Ele e para Ele são todas as coisas”.

Ao professor Antônio Alberto Nepomuceno, pela cordialidade e disponibilidade constante e pela orientação no desenvolvimento deste trabalho, que muito contribuiu para o meu enriquecimento individual e profissional.

Aos meus pais, que sempre me incentivam e me acompanham e, mesmo com todas as dificuldades e limitações, me apóiam em todos os meus desafios e vitórias. Aos meus irmãos, por se fazerem presentes, mesmo distantes.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da UnB, pelos valiosos conhecimentos transmitidos, com particular atenção ao professor Elton Bauer.

Ao Laboratório de Ensaios de Materiais pelo importante apoio na etapa de procedimento experimental, em especial, aos técnicos do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental (UnB) Severino e Xavier, pelo auxílio indispensável durante os ensaios.

Ao Departamento de Engenharia Elétrica da Universidade de Brasília e ao Centro de Manutenção de Equipamentos Científicos, especialmente a Francisco de Assis, pela assessoria na realização dos ensaios.

Ao CNPQ, pelo suporte financeiro.

A todos os Colegas do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da UnB, pelo companheirismo e pela troca de experiências ao longo desta caminhada.

Aos amigos, que me acolheram em Brasília como em uma família.

E, em especial, a meu noivo, pois a distância não o impediu de oferecer-me compreensão, incentivo e apoio durante o período da elaboração deste trabalho.

## RESUMO

### **AVALIAÇÃO DA RESISTIVIDADE ELÉTRICA DO CONCRETO COMO PARÂMETRO PARA A PREVISÃO DA INICIAÇÃO DA CORROSÃO INDUZIDA POR CLORETOS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO**

A resistividade elétrica do concreto é um parâmetro bastante sensível às suas características microestruturais, especialmente em relação à conectividade e à distribuição dos diâmetros dos poros. Este parâmetro está relacionado à resistência do concreto à penetração de líquidos ou gases e ao conteúdo de umidade presente nos poros do concreto, fornecendo, assim, indicações a respeito da sua durabilidade.

O presente trabalho teve como objetivo avaliar a viabilidade de utilização da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a previsão da iniciação da corrosão em estruturas submetidas à ação dos íons cloreto. Para isso, foram analisadas as relações existentes entre a resistividade elétrica e alguns dos fatores que influenciam a duração do período de iniciação da corrosão das armaduras. Os resultados obtidos foram utilizados para avaliar a viabilidade de utilização do modelo proposto por Andrade (2004) para prever a vida útil de estruturas de concreto armado a partir da sua resistividade elétrica.

Foram utilizados concretos com relação água/aglomerante 0,4 e 0,5, com diferentes percentuais de sílica ativa (0% e 10%) em substituição à massa de cimento.

Os resultados mostraram a existência de uma correlação entre a resistividade elétrica e o volume de poros com diâmetros entre 0,05  $\mu\text{m}$  e 0,1  $\mu\text{m}$  presente no concreto, uma tendência de redução da capacidade de absorção com o aumento da resistividade elétrica do concreto e uma correlação inversamente proporcional com a difusividade iônica.

Além disso, foi observada a existência de uma correlação entre o período de iniciação obtido experimentalmente e a resistividade elétrica do concreto, o que demonstra a viabilidade da utilização deste parâmetro na avaliação da sua vida útil. No entanto, os resultados também indicaram que a aplicação deste parâmetro em estruturas de concreto, principalmente quando forem utilizados concretos com adição de sílica ativa, requer que sejam considerados fatores que interferem no processo construtivo.

## **ABSTRACT**

### **EVALUATION OF THE ELECTRICAL RESISTIVITY OF CONCRETE AS A PARAMETER TO CALCULATION OF THE INITIATION PERIOD OF CORROSION INDUCED BY CHLORIDS IN CONCRETE STRUCTURES**

The electrical resistivity of concrete is a very sensitive parameter to its microstructural characteristics, especially in relation to the connectivity and the pore size distribution. This parameter is related to the resistance of the concrete to the penetration of liquids or gases and the moisture content present in the concrete pore network, and therefore, may furnish indicators in relation to its durability.

The object of this paper is to evaluate the viability of using the electrical resistivity as a parameter to calculation of the initiation period of corrosion in structures subjected to the action of chloride ions. For this, the relationships existent between electrical resistivity and some of the factors that influence the duration of initiation period of the reinforcement were analyzed. The results obtained were used to evaluate the viability of using the model proposed by Andrade (2004) to predict the service life of reinforced concrete structures by their electrical resistivity.

Concrete samples with a water/binder ratio of 0.4 and 0.5 were used, with different rates of silica fume (0% and 10%) as a replacement for cement.

The results demonstrated the existence of a correlation between the electrical resistivity and the volume of pores with diameters between 0.05  $\mu\text{m}$  and 0.1  $\mu\text{m}$  present in the concrete; a tendency of lower absorption capacity when there is a higher electrical resistivity in the concrete; and a correlation inversely proportionate to the ionic diffusivity.

Furthermore, the existence of a correlation between the initial period obtained experimentally and the electrical resistivity of concrete was observed, which demonstrates the viability of using this parameter in the evaluation of its service life. However, the results also indicated that the application of this parameter in real structures, especially in concrete where silica fume has been used, requires consideration of the factors that influence the construction process.



## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 IMPORTÂNCIA DO TEMA .....	1
1.2 OBJETIVOS.....	3
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO .....	4
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>5</b>
<b>2.1 DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO .....</b>	<b>5</b>
2.1.1 Conceito de vida útil.....	6
2.1.2 Corrosão das armaduras .....	7
2.1.2.1 Mecanismo da corrosão .....	7
2.1.2.2 Passivação da armadura no concreto .....	9
2.1.2.3 Iniciação da corrosão .....	11
2.1.2.4 Propagação da corrosão .....	14
<b>2.2 TRANSPORTE DOS AGENTES AGRESSIVOS NO CONCRETO.....</b>	<b>16</b>
2.2.1 Estrutura dos poros do concreto .....	16
2.2.2 Principais mecanismos de transporte no concreto .....	17
2.2.2.1 Permeabilidade .....	17
2.2.2.2 Absorção Capilar .....	18
2.2.2.3 Difusão .....	20
2.2.2.4 Migração iônica .....	23
<b>2.3 RESISTIVIDADE DO CONCRETO .....</b>	<b>25</b>
2.3.1 Fatores que influenciam a resistividade elétrica do concreto.....	26
2.3.1.1 Características do concreto .....	26
2.3.1.2 Características ambientais .....	31
2.3.1.3 Ação de agentes agressivos .....	32
2.3.2 Medida da resistividade no concreto .....	34
2.3.2.1 Métodos de medida da resistividade elétrica.....	35
2.3.2.2 Fatores que interferem na medida da resistividade no concreto.....	40
<b>2.4 PREVISÃO DA VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO POR MEIO DA RESISTIVIDADE ELÉTRICA .....</b>	<b>46</b>
2.4.1 Cálculo do período de iniciação.....	47

2.4.2	Cálculo do período de propagação.....	49
<b>3.</b>	<b>PROJETO EXPERIMENTAL.....</b>	<b>50</b>
3.1	DEFINIÇÃO DAS VARIÁVEIS.....	50
3.1.1	1ª Etapa.....	51
3.1.2	2ª Etapa.....	52
3.2	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS.....	53
3.2.1	Areia.....	53
3.2.2	Agregado graúdo .....	54
3.2.3	Sílica ativa .....	55
3.2.4	Cimento .....	56
3.2.5	Armadura.....	56
3.2.6	Aditivo .....	57
3.2.7	Água .....	57
3.3	DEFINIÇÃO DOS TRAÇOS e grupos de ensaio .....	57
3.4	CORPOS-DE-PROVA .....	59
3.4.1	Ensaio acelerado de corrosão por ação de cloretos .....	60
3.4.1.1	Preparação e escolha das barras .....	60
3.4.1.2	Moldagem e cura dos corpos-de-prova para ensaios de corrosão .....	63
3.4.2	Ensaio de migração de cloretos .....	64
3.4.3	Ensaio para a medida da resistividade elétrica do concreto.....	65
3.4.4	Porosimetria por intrusão de mercúrio.....	65
3.4.5	Absorção capilar .....	66
3.4.6	Outros ensaios.....	67
3.5	METODOLOGIA DOS ENSAIOS.....	67
3.5.1	Caracterização do concreto .....	67
3.5.1.1	Resistência à compressão .....	67
3.5.1.2	Porosimetria por intrusão de mercúrio .....	67
3.5.2	Projeto experimental – 1ª etapa .....	69
3.5.2.1	Resistividade elétrica do concreto .....	69
3.5.2.2	Concentração de cloretos livres.....	72
3.5.3	Projeto experimental – 2ª etapa .....	72
3.5.3.1	Absorção de água por imersão .....	72
3.5.3.2	Absorção capilar.....	75

3.5.3.3	Ensaio acelerado de corrosão por ação de cloretos .....	80
3.5.3.4	Ensaio de migração de cloretos .....	83
<b>4.</b>	<b>APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....</b>	<b>86</b>
<b>4.1</b>	<b>CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO .....</b>	<b>86</b>
4.1.1	Resistência à compressão .....	86
4.1.2	Porosimetria por intrusão de mercúrio .....	87
<b>4.2</b>	<b>RESULTADOS DO Projeto experimental – 1ª etapa .....</b>	<b>93</b>
4.2.1	Resistividade elétrica do concreto .....	93
4.2.1.1	Misturas de concreto isentas de cloreto .....	93
4.2.1.2	Misturas de concreto contaminadas por cloretos.....	94
4.2.2	Concentração de cloretos livres nas amostras contaminadas.....	98
<b>4.3</b>	<b>RESULTADOS DO Projeto experimental – 2ª etapa .....</b>	<b>99</b>
4.3.1	Absorção de água por imersão .....	99
4.3.2	Absorção capilar .....	102
4.3.3	Ensaio acelerado de corrosão por ação de cloretos .....	105
4.3.3.1	Potencial de corrosão.....	105
4.3.3.2	Variação de massa .....	111
4.3.4	Ensaio de migração de cloretos .....	114
<b>5.</b>	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</b>	<b>120</b>
<b>5.1</b>	<b>CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO .....</b>	<b>120</b>
<b>5.2</b>	<b>RESISTIVIDADE ELÉTRICA.....</b>	<b>123</b>
5.2.1	Correlação com a microestrutura do concreto .....	123
5.2.2	Evolução da resistividade com o grau de hidratação .....	126
5.2.3	Correlação com a concentração de cloretos livres no concreto.....	128
5.2.4	Correlação com a absorção do concreto.....	130
5.2.5	Correlação com a difusividade .....	131
<b>5.3</b>	<b>MODELO DE PREVISÃO DO PERÍODO DE INICIAÇÃO PROPOSTO POR ANDRADE (2004) .....</b>	<b>134</b>
5.3.1	Fator de reação .....	134
5.3.2	Fator k .....	135
5.3.3	Avaliação do modelo proposto por Andrade (2004).....	138

<b>6. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>139</b>
<b>6.1 CONCLUSÕES.....</b>	<b>139</b>
<b>6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>140</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>141</b>
<b>ANEXO A - Procedimentos da análise de concentração de cloretos utilizando-se eletrodo de íon seletivo.....</b>	<b>152</b>
<b>ANEXO B - Procedimentos para o cálculo do coeficientes de difusão por meio do ensaio de migração de cloretos .....</b>	<b>154</b>
<b>ANEXO C - Resultados dos ensaios de absorção por imersão e absorção capilar.....</b>	<b>156</b>
<b>ANEXO D - Resultados do ensaio de migração de cloretos.....</b>	<b>159</b>

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Resistividade mínima requerida em função do tipo de ataque e da classe de exposição (ANDRADE, 1998).....	47
Tabela 3.1. Caracterização da areia.....	53
Tabela 3.2. Caracterização da brita.....	54
Tabela 3.3. Caracterização da Sílica Ativa.....	55
Tabela 3.4. Caracterização do cimento.....	56
Tabela 3.5. Consumo de materiais e característica das misturas de concreto utilizadas.....	58
Tabela 3.6. Corpos-de-prova utilizados em cada ensaio para cada traço produzido.....	59
Tabela 4.1. Resistência à compressão do concreto aos 28 dias.....	86
Tabela 4.2. Percentuais de cloretos livres presentes nas amostras de concreto contaminadas. .....	92
Tabela 4.3. Percentuais de cloretos livres presentes nas amostras de concreto contaminadas. .....	98
Tabela 4.4. Resultados de absorção após imersão e Índice de vazios utilizando temperatura de secagem igual a 100°C.....	100
Tabela 4.5. Resultados de absorção após imersão e Índice de vazios utilizando temperatura de secagem igual a 50°C.....	100
Tabela 4.6. Ensaio de absorção capilar: equação da linha de tendência e fator de correlação (R <sup>2</sup> ) da parte linear das curvas de absorção em função da raiz quadrada do tempo.....	104
Tabela 4.7. Time-lag, fluxo de íons cloreto calculados por meio dos resultados obtidos no ensaio de migração.....	117
Tabela 4.8. Coeficiente de difusão calculados por meio dos resultados obtidos no ensaio de migração.....	118
Tabela 5.1. Fator de reação das misturas de concreto analisadas.....	135
Tabela 5.2. Fator k calculado conforme a proposta de Andrade (2004) calculado com base no período de iniciação obtido experimentalmente.....	136
Tabela 5.3. Valor médio do fator k obtido em cada espessura de revestimento.....	137

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Representação esquemática do modelo de vida útil proposto por Tuutti (1982).	6
Figura 2.2. Representação gráfica da pilha eletroquímica da corrosão da armadura no concreto.	8
Figura 2.3. Diagrama de Pourbaix simplificado para o sistema ferro-água a 25°C.	10
Figura 2.4. Diagrama de Pourbaix simplificado para o sistema ferro-água com Cl <sup>-</sup> (355 ppm).	11
Figura 2.5. Esquema para a determinação da resistividade pelo método do disco (POLDER, 2001).	35
Figura 2.6. Esquema para a determinação da resistividade: método dos dois eletrodos (MILLARD, 1991).	37
Figura 2.7. Esquema para a determinação da resistividade: método dos quatro eletrodos (MILLARD, 1991).	38
Figura 2.8. Esquema elétrico para determinação da resistividade elétrica volumétrica segundo a NBR 9405:1985 (ABREU, 1998).	40
Figura 2.9. Linhas de fluxo da corrente: a) eletrodos embutidos e b) eletrodos externos (McCARTER et al., 1981).	44
Figura 3.1. Curva de distribuição granulométrica do agregado miúdo.	54
Figura 3.2. Curva de distribuição granulométrica do agregado graúdo.	55
Figura 3.3. Dimensões dos corpos-de-prova utilizados no ensaio de corrosão e posicionamento das barras: a) com cobrimento de 1 cm e b) com cobrimento de 2 cm.	60
Figura 3.4. Célula eletroquímica montada para a medida do potencial de corrosão das barras de aço.	61
Figura 3.5. a) Esquema da delimitação da área de exposição da barra; b) Posicionamento da barra no corpo-de-prova (PESSÔA, 2002).	62
Figura 3.6. a) Formas de madeira utilizadas para a moldagem dos corpos-de-prova prismáticos; b) Vista das armaduras posicionadas na forma antes da concretagem.	63
Figura 3.7. a) Conexão dos fios de cobre para a realização de medidas eletroquímicas; b) Isolamento com fita; c) Revestimento com resina epóxi.	64
Figura 3.8. Corpo-de-prova utilizado no ensaio de migração de cloretos.	65
Figura 3.9. Formas utilizadas no ensaio de absorção capilar.	66

Figura 3.10. Aparato utilizado no ensaio de resistividade elétrica.....	70
Figura 3.11. Medida da resistividade elétrica: a) vista do corpo-de-prova na ocasião da medida; b) equipamento utilizado para as medidas.....	71
Figura 3.12. Ensaio de absorção por imersão. a) imersão de 1/3 do volume dos corpos-de-prova; b) imersão de 2/3 do volume dos corpos-de-prova e c) imersão total dos corpos-de-prova.....	73
Figura 3.13. Ensaio de absorção por imersão. Fervura dos corpos-de-prova.....	74
Figura 3.14. Determinação da concentração da umidade de equilíbrio. a) amostras trituradas para o ensaio; b) recipiente utilizado e c) verificação da umidade relativa no interior do recipiente.....	76
Figura 3.15. Corpo-de-prova armazenado para a pré-secagem.....	78
Figura 3.16. Esquema do ensaio de absorção capilar (RILEM TC 116 - PCD).....	79
Figura 3.17. Ensaio de absorção capilar. a) visão geral; b) controle do nível de água. ....	79
Figura 3.18. Aspecto da superfície dos corpos-de-prova no momento da leitura da massa.	80
Figura 3.19. Corpos-de-prova parcialmente imersos em solução de NaCl (3%). ....	81
Figura 3.20. Célula eletroquímica para a medida do potencial de corrosão das barras.....	82
Figura 3.21. Representação esquemática do ensaio de migração de cloretos (LOPES, 1999). .....	83
Figura 3.22. Aparato montado para o ensaio de migração de cloretos: a) células de PVC e circuito utilizado para a medida da corrente que atravessava o corpo-de-prova e b) fios de cobre utilizados para a medida da tensão efetiva na face do corpo-de-prova.....	85
Figura 4.1. Volume acumulado de mercúrio intrudido em função do diâmetro dos poros nas misturas de concreto analisadas.....	88
Figura 4.2. Distribuição do volume de poros por faixa de diâmetro nas misturas analisadas. .....	90
Figura 4.3. Volume incremental de mercúrio intrudido em função do diâmetro dos poros nas misturas de concreto analisadas.....	91
Figura 4.4. Evolução da resistividade elétrica das misturas de concreto livres de cloretos.	93
Figura 4.5. Evolução da resistividade elétrica aparente das misturas de concreto contaminadas com 0,4% de cloretos em relação à massa de cimento.....	94
Figura 4.6. Evolução da resistividade elétrica aparente das misturas de concreto contaminadas com 1% de cloretos em relação à massa de cimento.....	95

Figura 4.7. Influência do teor de cloretos na resistividade elétrica aparente: a) nas misturas SA - 0,4; b) nas misturas SA - 0,5; c) nas misturas P - 0,4 e d) nas misturas P - 0,5.....	97
Figura 4.8. Resultados de absorção por imersão (%) e índice de vazios (%) nos concretos analisados.....	101
Figura 4.9. Resultados de absorção por capilaridade: a) em função do tempo e b) em função da raiz quadrada do tempo.....	102
Figura 4.10. Evolução do potencial de corrosão das barras da mistura SA - 0,4.....	105
Figura 4.11. Evolução do potencial de corrosão das barras da mistura SA - 0,5.....	106
Figura 4.12. Evolução do potencial de corrosão das barras da mistura P - 0,4.....	106
Figura 4.13. Evolução do potencial de corrosão das barras da mistura P - 0,5.....	106
Figura 4.14. Evolução do potencial de corrosão das barras com cobrimento de 10 mm contidas nos corpos-de-prova de concreto de referência.....	109
Figura 4.15. Evolução do potencial de corrosão das barras com cobrimento de 10 mm contidas nos corpos-de-prova de concreto com sílica ativa.....	109
Figura 4.16. Evolução do potencial de corrosão das barras com cobrimento de 20 mm contidas nos corpos-de-prova de concreto de referência.....	110
Figura 4.17. Evolução do potencial de corrosão das barras com cobrimento de 20 mm contidas nos corpos-de-prova de concreto com sílica ativa.....	111
Figura 4.18. Período de iniciação de corrosão das barras em função do tipo de concreto no qual estavam embutidas e da espessura de cobrimento.....	111
Figura 4.19. Variação de massa do concreto de referência com relação $a/agl = 0,4$ .....	112
Figura 4.20. Variação de massa do concreto de referência com relação $a/agl = 0,5$ .....	112
Figura 4.21. Variação de massa do concreto com sílica ativa com relação água/aglomerante 0,4.....	112
Figura 4.22. Variação de massa do concreto com sílica ativa com relação água/aglomerante 0,5.....	113
Figura 4.23. Evolução da condutividade elétrica (25°C) da solução presente na célula anódica durante o ensaio de migração.....	115
Figura 4.24. Evolução da concentração de cloretos da solução presente na célula anódica durante o ensaio de migração ( $\Delta$ = início do estado estacionário e $\circ$ = final do estado estacionário).....	115
Figura 4.25. Intensidade da corrente elétrica que atravessava os corpos-de-prova durante o ensaio de migração.....	119



Figura 5.1. Correlação entre o volume total de poros e a resistividade elétrica das misturas de concreto analisadas. ....	124
Figura 5.2. Correlação entre a resistividade elétrica e o volume de poros: a) com diâmetros entre 0,006 $\mu\text{m}$ e 0,05 $\mu\text{m}$ e 0,1 $\mu\text{m}$ , b) entre 0,05 $\mu\text{m}$ e 0,1 $\mu\text{m}$ e c) maiores do que 0,1 $\mu\text{m}$ . ....	125
Figura 5.3. Variação da relação $\rho_t/\rho_{28}$ em função da idade para os concretos analisados.	127
Figura 5.4. Influência da concentração de cloretos livres na resistividade elétrica medida aos 28 dias. ....	129
Figura 5.5. Correlação entre a absorção capilar (a) e a absorção por imersão (b) e (c) com a resistividade elétrica aos 91 dias. ....	131
Figura 5.6. Correlação entre o coeficiente de difusão no estado estacionário e o inverso da resistividade. ....	132
Figura 5.7. Correlação entre o coeficiente de difusão no estado não-estacionário e o inverso da resistividade elétrica. ....	133
Figura 5.8. a) Correlação entre o time-lag e a resistividade elétrica (aos 28 dias) e b) Correlação entre o fluxo de íons e a resistividade elétrica (aos 28 dias). ...	133
Figura 5.9. Fissuras presentes nos corpos-de-prova prismáticos nas misturas: a) SA - 0,4 e b) SA - 0,5. ....	137

## LISTA DE SÍMBOLOS

a/c:	relação água/cimento
a/agl:	relação água/aglomerante
A:	ampére
Å:	ângstrom
coth(x):	cotangente hiperbólica de x
$D_{app}$ :	coeficiente de difusão aparente
$D_{eff}$ :	coeficiente de difusão efetivo
$D_{ns}$ :	coeficiente de difusão no estado não-estacionário
$D_s$ ou $D_a$ :	coeficiente de difusão no estado estacionário
nm:	nanômetros
°C:	graus Célsius
R:	resistência elétrica do meio
$t_i$ :	período de iniciação da corrosão
$t_p$ :	período de propagação da corrosão.
U. R.:	umidade relativa
V:	volts
$\mu A$ :	micro Ampére
$\mu m$ :	micrômetros
$\rho$ :	resistividade elétrica do meio
$\rho_{es}$ :	resistividade elétrica do concreto saturado, aos 28 dias
$\sigma$ :	condutividade elétrica do meio
$\Omega$ :	ohm
$E_{corr}$ :	potencial de corrosão
$i_{corr}$ :	intensidade de corrosão
J:	fluxo
S:	Siemens

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1 IMPORTÂNCIA DO TEMA

A corrosão das armaduras do concreto tem sido objeto de diversas pesquisas devido às conseqüências econômicas e aos danos gerados por este processo. A busca atual por estruturas de concreto mais duráveis tem estimulado o desenvolvimento de várias propostas para avaliar o processo de corrosão e prever a duração da vida útil de estruturas de concreto.

A este respeito, o modelo simplificado de vida útil proposto por Tuutti (1982) foi um importante marco. Neste modelo, do ponto de vista da corrosão das armaduras, a vida útil de uma estrutura de concreto é dividida em dois períodos: período de iniciação e período de propagação da corrosão.

Numerosas pesquisas têm sido desenvolvidas na tentativa de quantificar os períodos de iniciação e de propagação da corrosão citados por Tuutti (1982). Estes modelos geralmente baseiam-se na segunda Lei de Fick da difusão ou são modelos matemáticos que combinam fundamentos teóricos com dados obtidos empiricamente.

Os modelos matemáticos são geralmente mais precisos. No entanto, estes estão associados a numerosas suposições e incertezas devido ao desconhecimento de alguns parâmetros e à falta de dados. Na maioria das vezes, estes modelos resultam em formulações complexas de difícil aplicação do ponto de vista prático (MAAGE, 1996).

Os modelos baseados na segunda Lei de Fick são amplamente utilizados no meio científico para modelar a penetração do agente agressivo no concreto, considerando-se que este fenômeno ocorre predominantemente por difusão. No entanto, algumas críticas têm sido relacionadas a estes modelos.

Andrade et al. (1998) afirmaram que a evolução do processo de deterioração das estruturas não se ajusta ao modelo fickiano. Segundo Castellote et al. (2001), modelos baseados nas leis de Fick agregam incertezas quanto à definição do teor crítico de cloretos necessário para provocar a iniciação da corrosão e ao tipo e forma de obtenção dos coeficientes de difusão

utilizados. De acordo com estes Autores, é freqüentemente negligenciado o fato de que, no mínimo, dois tipos de coeficientes de difusão podem ser obtidos em função do regime de ensaio utilizado: o coeficiente de difusão efetivo ( $D_{eff}$ ), que considera somente o transporte dos agentes agressivos em um fluxo constante, e o coeficiente de difusão aparente ( $D_{app}$ ), no qual as reações de fixação das substâncias agressivas também são consideradas. A diferenciação entre os coeficientes de difusão obtidos é extremamente importante para a previsão do período de iniciação da corrosão das armaduras pois, neste caso, a fixação dos agentes agressivos não pode ser desprezada.

Além disso, Alonso et al. (2001) alertam para o fato de que ainda não há consenso no meio científico sobre o tipo de ensaio mais apropriado para determinar parâmetros indispensáveis para o cálculo do coeficiente de difusão aparente, o que implica incertezas quanto à utilização deste parâmetro.

Dentro deste contexto, a busca de modelos de previsão da vida útil que apresentem resultados confiáveis e de fácil aplicação prática tem sido objeto de algumas pesquisas. Trabalhos desenvolvidos por Andrade et al. (1998) e Andrade (2004) sugerem a utilização da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a previsão da vida útil de estruturas. A escolha deste parâmetro se justifica na facilidade de medida e no seu significado.

Segundo Polder (2001), a resistividade elétrica pode ser utilizada como parâmetro para a previsão das fases principais da vida útil de uma estrutura por estar associada ao processo de transporte dos agentes agressivos no interior do concreto e por servir como um indicador do grau de umidade presente nos poros.

Pesquisas realizadas por Ampadu et al.(1999), Morris et al.(2002), Shekarchi et al.(2004) e Morris et al. (2004) utilizaram a resistividade elétrica do concreto como parâmetro indireto de avaliação da difusividade iônica, da resistência do concreto à penetração de líquidos ou gases e do risco e velocidade da corrosão da armadura.

A presente pesquisa se integra a este contexto ao buscar avaliar a viabilidade da utilização da resistividade elétrica como um parâmetro para a previsão da iniciação da corrosão em estruturas de concreto.

Este trabalho faz parte do Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília (UnB) que, na linha de pesquisa de Patologia, Recuperação e Manutenção de Estruturas, vem desenvolvendo diversos trabalhos que abordam aspectos relacionados à corrosão das armaduras. Dentre outros, destacam-se os trabalhos desenvolvidos por Guimarães (1997), Lopes (1999), Pessôa (2002), Lara (2003), Neves (2005), Costa Filho (2005) e Silva (2005).

## **1.2 OBJETIVOS**

O objetivo geral da presente pesquisa é avaliar a viabilidade de utilização da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a previsão da iniciação da corrosão em estruturas de concreto submetidas à ação dos íons cloreto.

Como objetivos específicos tem-se:

- análise da influência das características microestruturais do concreto e da concentração de cloretos livres presentes nos poros na resistividade elétrica do concreto;
- avaliação da relação entre a resistividade elétrica do concreto e a sua capacidade de absorção de água;
- estudo da correlação entre a difusividade iônica e a resistividade elétrica do concreto;
- avaliação do modelo proposto por Andrade (2004) para a previsão do período de iniciação da corrosão.

### **1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO**

Este trabalho é apresentado em 6 capítulos. O primeiro capítulo trata-se de uma introdução que ressalta a importância do tema da pesquisa e apresenta os objetivos propostos.

A revisão bibliográfica é apresentada no capítulo 2 e aborda os princípios relacionados à durabilidade das estruturas de concreto armado, com enfoque na corrosão das armaduras, ao transporte de agentes agressivos no concreto e à resistividade elétrica do concreto, bem como apresenta considerações sobre a previsão da vida útil de estruturas de concreto armado por meio da resistividade elétrica do concreto.

O capítulo 3 apresenta o procedimento experimental adotado. Este capítulo abrange a definição das variáveis, a caracterização dos materiais utilizados, os traços e os grupos de ensaios analisados e os procedimentos adotados para a moldagem dos corpos-de-prova e para a realização dos ensaios.

Os resultados encontram-se no capítulo 4 e, no capítulo 5, estão apresentadas as análises e as correlações obtidas a partir dos resultados.

As análises apresentadas no capítulo 5 englobam: a caracterização do concreto em termos da sua porosidade, da resistência mecânica e da capacidade de absorção; as correlações obtidas entre a resistividade elétrica e alguns dos fatores que influenciam a duração do período de iniciação da corrosão das armaduras; e, por último, uma avaliação do modelo de previsão da vida útil proposto por Andrade (2004) quanto ao cálculo do período de iniciação da corrosão.

No capítulo 6 encontram-se as conclusões finais obtidas no presente trabalho, bem como algumas sugestões para trabalhos futuros.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO**

Devido às suas interações com o ambiente no qual estão expostas, as estruturas de concreto sofrem alterações que podem, com o passar do tempo, comprometer a sua estabilidade e a sua funcionalidade.

É conhecido que a proteção química e a barreira física que o concreto confere ao aço não garantem que as estruturas sejam eternamente duráveis. Até mesmo estruturas de concreto com armadura adequadamente protegida por uma camada suficientemente espessa de concreto de baixa permeabilidade, com o passar do tempo, estarão sujeitas ao processo de deterioração provocado pela ação dos agentes agressivos presentes no ambiente no qual a estrutura está inserida.

Desta forma, é importante associar a qualidade e o desempenho requeridos das estruturas de concreto às ações ambientais às quais estão sujeitas e adotar medidas que garantam o seu bom funcionamento.

Segundo a NBR 6118:2003, as estruturas de concreto armado devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, sua estabilidade e sua aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil.

Neste contexto, o conceito de durabilidade tem sido amplamente difundido no meio técnico no sentido de fazer parte das etapas de projeto, execução e utilização das estruturas.

A durabilidade é definida pelo código FIP-CEB (Comitê Euro-international du Béton) de 1997 como a capacidade da estrutura em oferecer o desempenho requerido durante um período de vida útil desejado, de acordo com a influência dos fatores de degradação.

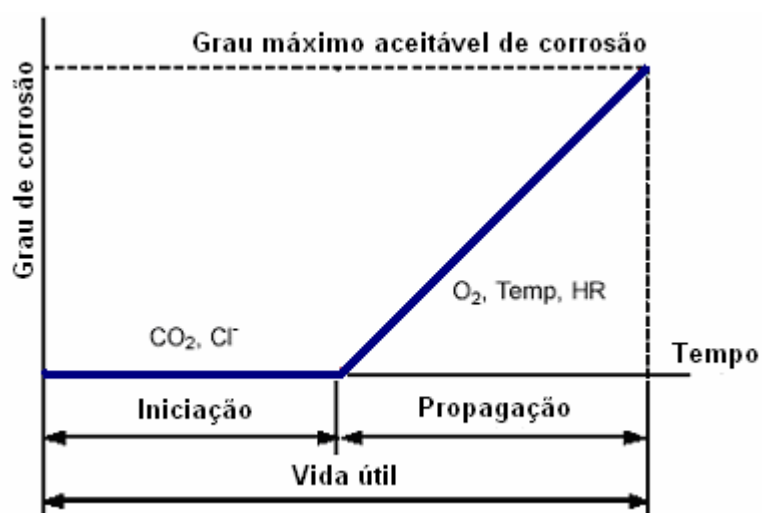
A NBR 6118:2003 define durabilidade como a capacidade da estrutura de resistir às influências previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto.

### 2.1.1 Conceito de vida útil

A vida útil de uma estrutura é definida pelo código FIP-CEB (Comitê Euro-international du Béton) de 1989 como o tempo que a estrutura mantém um limite mínimo de comportamento em serviço, para o qual foi projetada, sem elevados custos de manutenção e reparo.

A NBR 6118:2003 utiliza o conceito de vida útil de projeto para definir o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção previstos pelo projetista e pelo construtor, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais.

Um modelo simplificado foi proposto por Tuutti (1982) no qual a vida útil de uma estrutura de concreto armado, sob o ponto de vista da corrosão das armaduras, é dividida em dois períodos: o período de iniciação da corrosão e o período de propagação, conforme apresentado na Figura 2.1.



**Figura 2.1.** Representação esquemática do modelo de vida útil proposto por Tuutti (1982).

Neste modelo, o período de iniciação é definido como o tempo em que os agentes agressivos levam para atravessar o revestimento, atingir a armadura e provocar a sua despassivação e o período de propagação é definido como o tempo em que a deterioração evolui até chegar a uma condição inaceitável.

Durante a fase de iniciação, os danos apresentados pela estrutura são geralmente imperceptíveis. Na segunda fase, ocorre a formação de óxidos devido à corrosão das armaduras e a conseqüente redução da seção das armaduras e, em função do grau de



corrosão, pode ocorrer o aparecimento de fissuras o que acelera ainda mais o processo de deterioração.

### **2.1.2 Corrosão das armaduras**

A corrosão da armadura do concreto é a causa mais comum de falhas nas estruturas de concreto (AHMAD, 2003). Espera-se que a armadura adequadamente protegida com uma camada suficientemente espessa de concreto de baixa permeabilidade não sofra o processo de corrosão. No entanto, na prática, é visto que estruturas construídas com os devidos cuidados ainda são deterioradas por este processo.

O processo de corrosão se manifesta fisicamente por meio da expansão da armadura e pode causar o surgimento de fissuras e posterior lascamento do revestimento da peça e reduzir a capacidade mecânica da estrutura em função da diminuição da seção transversal da armadura e por prejudicar a aderência entre o concreto e o aço (ANDRADE, 1992; METHA & MONTEIRO, 1994).

De acordo com Andrade (1992), nem sempre a corrosão das armaduras é acompanhada pelo surgimento de fissuras. Esta autora afirma que, se o concreto está muito úmido, os produtos da hidratação podem migrar através da rede dos poros e aparecer na superfície em formas de manchas que, em casos onde ocorra a circulação de água proveniente de chuva, não aparecerão em regiões que não coincidem com a localização das armaduras e aflorarão no local aonde emergir a umidade.

#### **2.1.2.1 Mecanismo da corrosão**

Segundo Panossian (1993), a corrosão metálica pode ser definida como a transformação de um metal em íon metálico pela sua interação química ou eletroquímica com o meio em que se encontra.

A corrosão da armadura ocorre pela formação de uma pilha eletroquímica na superfície do metal composta por uma região anódica, na qual ocorre a oxidação do ferro da armadura, e uma região catódica que sofre redução do oxigênio e/ou hidrogênio.

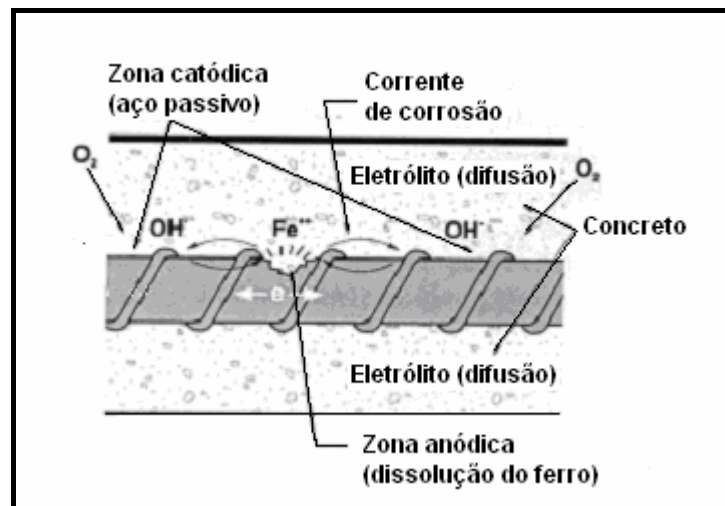
A Equação (2.1) apresenta a reação anódica básica mais provável para a corrosão do aço enquanto que as reações catódicas mais prováveis, dependendo da presença dos reagentes

catódicos e do pH, estão apresentadas nas Equações (2.2) e (2.3). A reação apresentada na Equação (2.2) ocorre geralmente em meios alcalinos e neutros ( $\text{pH} > 7$ ) em presença de oxigênio e a apresentada pela Equação (2.3) é mais provável em meios ácidos ( $\text{pH} < 7$ ).



Segundo Wolyneec (1987), as reações anódicas e catódicas ocorrem simultaneamente em função do deslocamento dos elétrons gerados na reação anódica através do metal em direção à região catódica.

A Figura 2.2 representa de forma esquemática o processo eletroquímico da corrosão.



**Figura 2.2.** Representação gráfica da pilha eletroquímica da corrosão da armadura no concreto.

Segundo Gentil (1982), o processo eletroquímico da corrosão pode ser dividido em três etapas: a) o processo anódico no qual ocorre a dissolução dos íons do metal; b) o deslocamento dos elétrons das regiões anódicas para as catódicas por meio do circuito metálico e dos íons e cátions por difusão na solução e c) o processo catódico com a recepção de elétrons, na área catódica, pelos íons e elétrons existentes na solução.

A segunda etapa cita da por Gentil (1982) refere-se, na corrosão em estruturas de concreto, à migração dos íons ferro ( $\text{Fe}^{++}$ ), através da água contida nos poros do concreto, em direção ao cátodo e dos íons hidroxila ( $\text{OH}^{-}$ ) em direção ao ânodo. Em uma região intermediária

eles se encontram e formam o hidróxido de ferro por meio da reação apresentada na Equação (2.4).



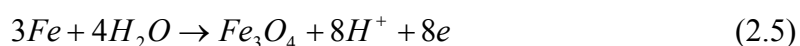
O hidróxido de ferro formado sofre transformações de acordo com o teor de oxigênio e pode gerar outros produtos de corrosão. Segundo Wolyneec (1987), estes produtos são de composição complexa, porém são basicamente constituídos por compostos da forma FeOOH e Fe<sub>3</sub>O<sub>4</sub>.

Durante o processo eletroquímico, a água presente nos poros do concreto é de grande importância, pois serve como um eletrólito, e possibilita a condução da corrente. O transporte de elétrons e íons através do metal e do eletrólito entre ânodo e o cátodo pressupõe o funcionamento de um circuito fechado. Segundo Andrade (1992), se o circuito se interrompe em algum de seus pontos, a pilha não pode funcionar e a corrosão se detém.

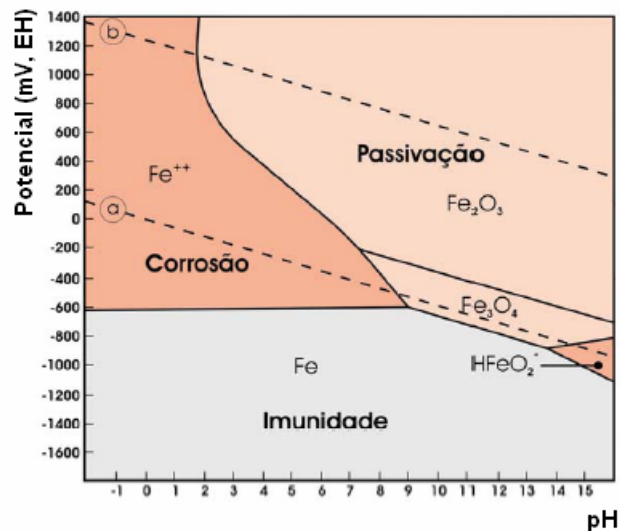
#### 2.1.2.2 Passivação da armadura no concreto

O concreto é um ambiente altamente alcalino, geralmente com pH entre 12,5 e 13,5, que favorece a formação de uma camada protetora na superfície do aço. A elevada alcalinidade do concreto é mantida pela presença dos hidróxidos Ca(OH)<sub>2</sub>, NaOH e KOH, dissolvidos na fase aquosa ou precipitados durante a hidratação do cimento.

A camada protetora é denominada de camada passivadora e se constitui em uma película de óxidos extremamente fina, da ordem de 4 nm, aderente à superfície da barra. A Equação (2.5) apresenta a reação de formação desta película (WOLYNEC, 1987):



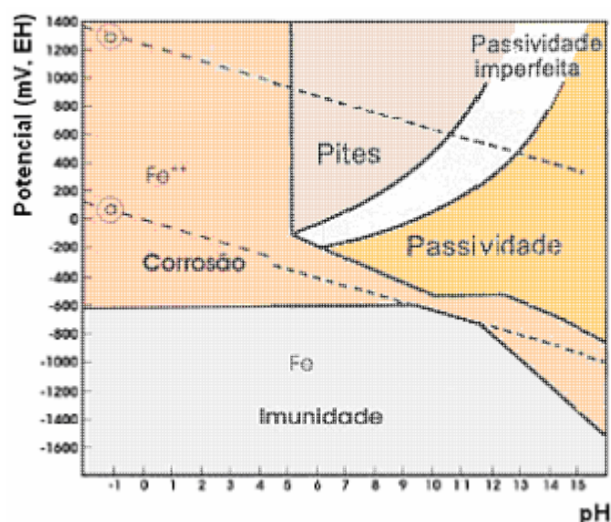
Pourbaix apud Gentil (1982) avaliou as reações termodinamicamente possíveis em função do potencial de eletrodo (em relação ao eletrodo padrão de hidrogênio) e do pH em diversos sistemas metal-solução, dentre eles, o sistema ferro-água que pode ser utilizado para o caso das armaduras no concreto, mostrado na Figura 2.3.



**Figura 2.3.** Diagrama de Pourbaix simplificado para o sistema ferro-água a 25°C.

Por meio deste diagrama é possível constatar as condições sob as quais pode-se ter corrosão, imunidade ou possibilidade de passivação. A região de imunidade corresponde à zona onde a corrosão é termodinamicamente desfavorável, ou seja, o metal é estável. Na região de passivação, são estáveis os óxidos ou hidróxidos do metal. Na região de corrosão têm-se as combinações de pH e potencial que indicam que os íons de metal ou íons complexos são as fases estáveis. As linhas tracejadas (a e b) delimitam a zona onde a água é termodinamicamente estável. Abaixo da linha (a) ocorre redução do hidrogênio, enquanto que acima da linha (b) tem-se a evolução de oxigênio (GENTIL, 1982).

Para a ordem de grandeza do pH no concreto (normalmente entre os limites de 12,5 e 13,5) e para uma faixa usual de potencial de corrosão, da ordem de +0,1 V a -0,4 V em relação ao eletrodo padrão de hidrogênio, as reações de eletrodo verificadas no ferro são de passivação. Enquanto o pH do meio for mantido e a película passivadora não for destruída, não ocorrerá a dissolução do aço e as barras estarão protegidas da corrosão.



**Figura 2.4.** Diagrama de Pourbaix simplificado para o sistema ferro-água com  $\text{Cl}^-$  (355 ppm).

A Figura 2.4 apresenta o diagrama de Pourbaix para o sistema ferro-solução de cloretos. Este diagrama evidencia o decréscimo da região de passividade provocado pela ação dos cloretos em comparação ao diagrama do sistema ferro-água mostrado na Figura 2.3. Além disso, neste diagrama, apresenta uma maior região de corrosão composta por uma região de corrosão por pite.

### 2.1.2.3 Iniciação da corrosão

Para que a corrosão da armadura do concreto se inicie é necessário que agentes agressivos capazes de destruir a camada passivadora do aço atravessem o revestimento de concreto e alcancem a armadura em concentrações suficientes para provocar a sua despassivação.

De acordo com González et al. (1996), a perda da passividade natural da armadura do concreto pode ser ocasionada pela presença de íons cloreto em quantidades suficientes para destruir de forma localizada a camada passivadora ou pela redução do pH do concreto devido ao efeito da carbonatação.

No caso da ação dos íons cloreto, a dissolução da camada de óxidos é pontual e, segundo González et al. (1996), ocorre quando há algum oxigênio e existem fissuras ou algum tipo de heterogeneidade geométrica na interface aço-concreto. González et al. (1996) ainda afirmam que o início do processo de despassivação ocasionado pelos íons cloreto ocorre, em geral, por meio de uma aeração diferencial nas fissuras que resulta em uma acidificação local gradual até que a camada passivadora seja destruída.

Os cloretos podem ser inseridos no concreto por meio da utilização de aditivos aceleradores que contenham  $\text{CaCl}_2$ , pelo emprego de água ou agregados contaminados ou podem penetrar no concreto a partir do ambiente externo, como ocorre em atmosferas marinhas ou em estruturas submersas na água do mar. O ingresso destes íons pode ocorrer também pelo uso de sais de degelo ou por processos industriais específicos, como é o caso da etapa de branqueamento de indústrias de celulose.

Os íons cloreto presentes no interior do concreto podem ser cloretos fixos, quimicamente ligados às fases alumino-ferríticas ( $\text{C}_3\text{A}$  e  $\text{C}_4\text{AF}$ ) ou fisicamente adsorvidos na superfície dos poros dos silicatos de cálcio hidratados (C-S-H) ou cloretos livres, dissolvidos na solução da água do poro.

Em função da condição de mobilidade destes íons, apenas os cloretos livres influenciam no processo de corrosão. No entanto, quando o concreto carbonata os cloroaluminatos, produtos da reação do cloreto com as fases do cimento, se tornam instáveis e possibilitam que os cloretos, anteriormente fixos, sejam liberados para a solução aquosa do concreto (CSIZMADIA et al., 2000). Assim, é comum que os valores limites de cloreto apresentados pelas normas e bibliografias sobre este assunto refiram-se aos cloretos totais.

O teor de cloretos crítico para que ocorra a despассивação das armaduras ainda é um assunto polêmico. De acordo com Morris et al. (2004), o teor crítico de cloretos apresentado pela literatura varia de 0,17% a 2,5% em relação à massa de cimento. Em estudos desenvolvidos por Alonso et al. (2000), foram observados teores limites de cloretos totais e cloretos livres no intervalo de 1,24% a 3,08% e de 0,39% a 1,16%, respectivamente, em relação à massa de cimento e na escala de 1,17% e 3,98% no caso da relação de  $\text{Cl}^-/\text{OH}^-$  quando foram adicionados cloretos à água de amassamento.

Morris et al. (2004) concluíram que a concentração de cloretos necessária para iniciar a corrosão depende de uma série de fatores que envolvem a composição e a qualidade do concreto, as condições de exposição e as características da superfície da barra. Adicionalmente, Page et al. (1991) afirmam que a alcalinidade do concreto (teor de hidroxilas), a porosidade e o tipo de cimento influenciam o teor crítico de cloretos no concreto.

Como citado anteriormente, a despassivação da armadura também pode ser provocada pela carbonatação do concreto. Neste caso, a despassivação ocorre de forma generalizada em função da redução da alcalinidade do concreto nas regiões próximas à armadura. A redução da alcalinidade ocorre devido à penetração de substâncias ácidas, como o dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ), o gás sulfídrico ( $\text{H}_2\text{S}$ ) e o dióxido de enxofre ( $\text{SO}_2$ ) no concreto e à sua reação com os hidróxidos alcalinos presentes na solução dos poros. Este processo é denominado de carbonatação, pois o  $\text{H}_2\text{S}$  e o  $\text{SO}_2$  se apresentam em pequenas concentrações na atmosfera de tal forma que é predominante a presença de  $\text{CO}_2$ . Segundo Locke (1982), como resultado da carbonatação, o pH do concreto decresce a cerca de 8,3.

A carbonatação se inicia na superfície do concreto e avança em direção ao interior, formando a chamada frente de carbonatação que separa zonas de pH distintos, com pH superior a 12 ou inferior a 9.

O avanço da frente de carbonatação através do cobrimento do concreto depende da reserva alcalina disponível na fase aquosa do concreto. Desta forma, cimentos que apresentam maior liberação de  $\text{Ca(OH)}_2$  permitem o desenvolvimento de menores velocidades de carbonatação (BAUER, 1996). Segundo Helene (1993), a concentração de  $\text{Ca(OH)}_2$  nos poros do concreto dependem do tipo de cimento, da relação água/cimento e do grau de hidratação.

É importante salientar que o processo de iniciação da corrosão envolve, além da despassivação da armadura, o mecanismo de transporte dos íons cloreto e do  $\text{CO}_2$  através da rede de poros do concreto e as suas interações com as fases sólidas do cimento. Neste sentido, são importantes as características da estrutura dos poros e a capacidade de fixação destas substâncias, aspectos que serão abordados posteriormente.

Um outro fator de influência na iniciação da corrosão é a fissuração do concreto. As fissuras no concreto constituem um caminho rápido de penetração dos agentes agressivos até a armadura e facilitam o acesso do oxigênio e da umidade, fatores necessários à iniciação da corrosão.

#### 2.1.2.4 Propagação da corrosão

Após a despassivação da armadura, o desenvolvimento do processo de corrosão depende de diversas condições termodinâmicas, que determinam a intensidade e a velocidade da corrosão. É estabelecido que o conteúdo de umidade do concreto é o principal parâmetro de controle deste processo (ANDRADE et al., 2002, FIGUEIREDO et al. 1993).

Andrade et al. (2002) afirmam que a temperatura é o fator determinante do conteúdo de umidade do concreto (em estruturas protegidas da chuva) pois, neste caso, a temperatura controla a evaporação e a condensação da água no interior do concreto.

A importância do conteúdo de umidade na evolução do processo de corrosão se justifica pela sua atuação como um eletrólito durante o processo eletroquímico, o que favorece o transporte de elétrons e íons das regiões anódicas para as catódicas através do concreto. Além disso, a água presente nos poros influencia a penetração do oxigênio no concreto e é indispensável para que ocorram as reações catódicas (em meios alcalinos e neutros) de redução do oxigênio.

Em um concreto seco, a corrosão mostra valores desprezíveis com valores de intensidade de corrosão abaixo de  $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$  (ANDRADE et al., 2002). Isto ocorre pois, neste caso, a mobilidade iônica é pequena. À medida que a umidade interna do concreto aumenta, este comportamento vai sendo revertido e a velocidade de corrosão aumenta.

Em concretos saturados, no entanto, a resistência à mobilidade iônica é baixa, porém o oxigênio encontra maior dificuldade para chegar até a armadura, o que resulta em uma velocidade de corrosão baixa ou moderada. Nesta situação, o processo de corrosão é controlado pelo acesso de oxigênio, ou seja, é controlado catodicamente (ALONSO et al., 1988).

As velocidades de corrosão máximas ocorrem em concretos com elevados conteúdos de umidade, porém não-saturados nos quais o oxigênio pode chegar livremente até a armadura e a resistividade é suficientemente baixa para permitir elevadas velocidades de reação (TUUTTI, 1982)



A temperatura também assume um importante papel no desenvolvimento da corrosão das armaduras, pois pode estimular a mobilidade iônica e favorecer o transporte dos íons através da microestrutura do concreto e, como foi citado anteriormente, influenciar o conteúdo de água no interior do concreto em função da condensação ou evaporação da água do seu interior (ANDRADE, 1992).

O avanço da corrosão tem como conseqüências o surgimento de fissuras no concreto devido à formação de produtos expansivos e a diminuição da seção transversal da armadura na região anódica (ANDRADE, 1992).

Neste sentido, a corrosão induzida por cloretos é bastante prejudicial pois estes íons provocam a dissolução pontual da camada passivadora do aço e favorecem a corrosão localizada (corrosão por pite) em algumas regiões da armadura. Segundo Gentil (1987), o pite é uma das mais prejudiciais formas de corrosão, pois, embora afete somente pequenas partes da superfície metálica, pode causar a rápida perda de espessura do material metálico e originar pontos de concentração de tensões com início de fratura, ocasionando a diminuição da resistência mecânica do material. Além disso, os íons cloreto funcionam como catalisadores do processo de corrosão no denominado processo autocatalítico no qual o cloreto acelera a dissolução do ferro.

Segundo Metha & Monteiro (1994), um outro fator que pode aumentar a intensidade de corrosão na presença dos íons cloreto está relacionado à higroscopicidade deste sal que pode conservar a umidade no interior do concreto por mais tempo. Além disso, Andrade (1992) afirma que, quando se tem a ação conjunta dos íons cloreto e da carbonatação, os efeitos se somam e, adicionalmente, o teor de cloretos livres aumenta devido à desestabilização dos cloroaluminatos provocada pela carbonatação.

## **2.2 TRANSPORTE DOS AGENTES AGRESSIVOS NO CONCRETO**

A interação entre as estruturas de concreto armado e o seu ambiente de exposição ocorre pela penetração de agentes agressivos presentes no ambiente na forma de gases, vapores e líquidos através dos poros e fissuras do concreto. Aspectos relacionados às características da porosidade do concreto, à concentração das substâncias no ambiente e aos mecanismos de transporte destas substâncias através do concreto influenciam significativamente tal interação.

De acordo com Schiessl (1987), os mecanismos de transporte de substâncias no concreto dependem da concentração dos agentes agressivos no ambiente, das características químicas do concreto relacionadas ao tipo de cimento, da microestrutura do concreto e do grau de umidade. As características microestruturais do concreto referem-se especificamente à sua porosidade, distribuição de tamanho dos poros, conectividade e tortuosidade e à quantidade de fissuras. O teor de umidade presente nos poros do concreto controla a penetração de algumas substâncias, como é o caso do oxigênio, e permite a dissolução e o transporte de alguns íons, tais como os cloretos.

### **2.2.1 Estrutura dos poros do concreto**

Além das características ambientais, a penetração de substâncias agressivas no concreto é definida pela estrutura dos poros da pasta de cimento.

De acordo com o código FIP-CEB (Comitê Euro-international du Béton) de 1989, na caracterização da estrutura dos poros do concreto com respeito ao transporte de substâncias, a porosidade aberta e a distribuição dos diâmetros dos poros são os parâmetros de maior importância. Neste código, a porosidade aberta é caracterizada como o conjunto de poros interconectados por meio dos quais o transporte de líquidos ou gases e/ou a troca de substâncias dissolvidas é possível.

A estrutura da pasta de cimento hidratada é constituída por diferentes tipos de poros, com dimensões que variam de nanômetros a milímetros. De acordo com as suas origens e características, estes podem ser classificados como poros de ar aprisionado, poros de ar incorporado, poros capilares e poros do gel. Em termos gerais, estes podem ser classificados

como macroporos, poros capilares e microporos (FIP-CEB, 1989). Os macroporos e poros capilares são os que apresentam maior relevância para a durabilidade.

Os macroporos geralmente são poros com dimensões superiores a 1000 Å, decorrentes de problemas de adensamento (ar aprisionado) e do uso de incorporadores de ar (ar incorporado). Os poros capilares são gerados pela evaporação da água livre do concreto e possuem dimensões que variam entre 100 Å e 1000 Å em função da relação água/cimento ou do grau de hidratação. Os poros do gel, por sua vez, apresentam dimensões inferiores a 100 Å e dependem do grau de cristalização dos produtos da hidratação, especificamente, do C-S-H (KIHARA & CENTURIONE, 2005).

Os principais responsáveis pela penetração de agentes agressivos no interior do concreto são os poros capilares que geralmente são interligados e, portanto, favorecem o transporte das substâncias agressivas. A velocidade do transporte destas substâncias no interior do concreto, no entanto, é determinada pela distribuição dos diâmetros dos poros.

Adicionalmente, a zona de transição<sup>1</sup> pode contribuir para aumentar a capacidade de transporte no interior do concreto, principalmente quando se aumenta a fração de agregados, o que pode facilitar a interconexão entre as diversas zonas de transição (MARTYS apud NEPOMUCENO, 2005).

## **2.2.2 Principais mecanismos de transporte no concreto**

### **2.2.2.1 Permeabilidade**

A permeabilidade é definida como o fluxo de um fluido devido a um gradiente de pressão. A permeabilidade caracteriza a facilidade com que um fluido atravessa um sólido poroso sob uma diferença de pressão.

O coeficiente de permeabilidade é obtido aplicando a lei de Darcy para um fluxo laminar, estacionário e não-turbulento através de um meio poroso (Equação (2.6)):

---

<sup>1</sup> Zona presente ao redor dos agregados com maior porosidade na qual formam-se cristais de grandes dimensões que, algumas vezes, apresentam orientação preferencial em relação à superfície dos agregados.

$$V_f = \frac{K_h \cdot A \cdot H}{L} \quad (2.6)$$

Onde  $V_f$  é a velocidade de escoamento do fluido ( $m^3/s$ ),  $K_h$  é a permeabilidade hidráulica ( $m/s$ ),  $A$  é a seção do meio poroso ( $m^2$ ),  $H$  é a altura da coluna d'água ( $m$ ), e  $L$  é o comprimento da amostra ( $m$ ).

A permeabilidade do concreto está relacionada à sua porosidade e, portanto, é influenciada pelos fatores que alteram o volume e a conectividade dos poros capilares do concreto. Assim, a relação água/cimento, o consumo de cimento, o teor de agregados, o emprego de adições minerais e o grau de hidratação são fatores que influenciam diretamente a permeabilidade do concreto.

Além disso, Andrade apud Costa Filho (2005), afirma que a permeabilidade também sofre influência dos fenômenos de adsorção e das reações químicas que podem ser produzidas durante a penetração.

De acordo com Stanish et al. (2000), se há um gradiente de pressão na superfície do concreto e os cloretos estão presentes estes podem penetrar no concreto por permeabilidade. No entanto, estes mesmos Autores afirmam que é raro que a diferença de pressão necessária para que isso ocorra seja exercida sobre a estrutura. Espera-se que o ingresso de cloretos por permeabilidade ocorra de forma indireta por meio da penetração da água na qual estão dissolvidos.

#### 2.2.2.2 Absorção Capilar

A absorção capilar é definida como o fluxo de um fluido devido a um gradiente de umidade. Uma outra definição para este mecanismo é o transporte de líquidos devido à tensão superficial atuante nos poros capilares do concreto.

A tensão superficial do líquido que penetra nos poros ocasiona o surgimento de forças capilares que provoca a ascensão do líquido através dos poros. A intensidade das forças capilares depende das características do líquido (viscosidade, densidade e tensão superficial), das características do sólido poroso (raio, tortuosidade e continuidade dos poros), da energia superficial e do conteúdo de umidade.

Segundo Hall (1989), a teoria mais adequada ao fenômeno da absorção capilar em materiais de construção é a teoria do fluxo em solos não saturados expressa pela lei de Darcy ampliada:

$$q = -D(\theta) \frac{d\theta}{dx} \quad (2.7)$$

$$D(\theta) = k(\theta) \frac{d\psi}{d\theta} \quad (2.8)$$

Onde  $q$  é o volume de água transportado,  $D(\theta)$  é a difusividade hidráulica,  $k(\theta)$  é a condutividade hidráulica,  $\psi$  é o potencial capilar que depende do teor de umidade do concreto ( $\theta$ ) e  $x$  é a profundidade em relação à superfície do concreto. O potencial capilar tem origem nas forças capilares geradas pela tensão existente entre a superfície do líquido e as paredes do poro.

De acordo com Helene (1993), a medida da absorção capilar pode ser feita, por meio de uma simplificação, utilizando-se a lei de Jurin que correlaciona a altura de ascensão no capilar ( $h$ ) à tensão superficial ( $\gamma$ ), à densidade ( $\rho$ ) do líquido e ao raio do poro ( $r$ ).

$$h = \frac{2 \cdot \gamma}{\rho \cdot r} \quad (2.9)$$

Hall (1989) propôs a utilização do parâmetro por ele denominado absorptividade para descrever o comportamento da absorção de água livre em materiais porosos. Por meio de simplificações na equação modificada de Darcy para fluxo de água em meio não saturado, a absorptividade pode ser obtida a partir da Equação (2.10), onde  $S$  é a absorptividade do material,  $A$  é um termo constante que pode ser obtido a partir dos resultados experimentais,  $i$  é o volume acumulado de água absorvida por unidade de área, e  $t$  é o tempo.

$$i = A + St^{1/2} \quad (2.10)$$

Em termos práticos, a absorptividade é obtida experimentalmente utilizando-se a declividade da parte reta da curva de  $i$  (volume acumulado de água absorvida por unidade de área) *versus* a raiz quadrada do tempo, obtida no ensaio de absorção.

A microestrutura do concreto influencia o volume absorvido por capilaridade, a altura de ascensão dos líquidos no poro e a velocidade de absorção. As forças capilares aumentam com a diminuição do diâmetro dos poros e, portanto, seria possível afirmar que, quanto menores os diâmetros dos poros, maiores são as alturas de sucção, e que poros maiores apresentam uma menor altura de sucção e maiores volumes absorvidos. No entanto, face às condições peculiares de intercomunicabilidade e tortuosidade dos poros, constata-se que a redução dos diâmetros dos poros pode reduzir a velocidade de absorção, a altura de ascensão e os volumes absorvidos. Segundo Helene (1993), capilares com menores diâmetros são muito menos intercomunicáveis, o que resulta em menores alturas de sucção e menores volumes absorvidos. Desta forma, fatores que alteram a microestrutura do concreto também influenciam a sua absorção capilar.

O transporte de íons cloreto pelo mecanismo da absorção capilar é mais significativo no caso de estruturas expostas a ciclos de umedecimento e secagem. Nestes casos, durante o ciclo de umedecimento os íons cloreto dissolvidos penetram juntamente com a água nos poros do concreto. Como a absorção capilar não ocorre em ambientes saturados, quando o concreto atinge esta condição o transporte dos íons para o interior do concreto não ocorrerá por meio deste mecanismo e passa a ser regido pela difusão.

Thomas et al. apud Stanish (2000) afirmaram que este mecanismo de transporte não é, por si só, suficiente para transportar os íons cloreto ao nível da armadura do concreto, exceto nos casos onde o concreto utilizado seja de qualidade extremamente baixa e o cobrimento de concreto seja pequeno. No entanto a absorção capilar pode transportar mais rapidamente os cloretos até determinadas profundidades e reduzir a distância que eles têm que penetrar por difusão para alcançar a armadura.

### 2.2.2.3 Difusão

A difusão é o processo de transporte de substâncias de um meio para outro devido a uma diferença de concentração. A difusão é um processo espontâneo de transporte de massa por efeito de gradientes de concentração proporcionado por dois diferentes meios em contato íntimo através dos quais a substância se difunde para igualar as concentrações.

Este fenômeno ocorre tanto para substâncias presentes em meio líquido como para aquelas em meio gasoso. Assim os dois principais agentes agressivos que comprometem as

armaduras do concreto, os íons cloreto e o CO<sub>2</sub>, têm a sua penetração controlada por este fenômeno. Além disso, a penetração do oxigênio, substância essencial para o progresso do processo catódico, no concreto também se dá por difusão.

De acordo com Stanish et al. (2000), é raro que uma diferença de pressão considerável seja exercida sobre a estrutura e, além disso, o efeito da absorção é tipicamente limitado a uma região superficial da espessura do revestimento. Desta forma, o mecanismo predominante de penetração de agentes agressivos é a difusão. Assim, pode-se afirmar que este mecanismo de penetração possui considerável influência no período de iniciação da corrosão.

A quantificação da taxa com que o processo de difusão ocorre é usualmente expressa em termos de um coeficiente de difusão (CRANK, 1975).

O fenômeno pode ser expresso de maneira geral pela Equação (2.11) que descreve a 1ª Lei de Fick da difusão.

$$q_m = -D \frac{\partial C}{\partial x} \quad (2.11)$$

Onde  $q_m$  representa o fluxo de massa,  $x$  é a profundidade onde se mede a quantidade de massa que penetrou,  $C$  é a concentração e  $D$  é o coeficiente de difusão.

A primeira Lei de Fick considera apenas o fluxo unidirecional e assume que a concentração é constante, independentemente do tempo e da posição.

Partindo-se do balanço de massa de uma forma mais geral e considerando-se que a concentração varia em função do tempo e da posição no interior do material, é mais apropriada a utilização da 2ª Lei de Fick da difusão (Equação (2.12)).

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (2.12)$$

Uma solução para a Equação (2.12), considerando-se material sólido, semi-finito, com concentração superficial constante na solução externa, é expressa pela Equação (2.13) a seguir:

$$C(x,t) = C_s \left( 1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \quad (2.13)$$

Onde,  $C(x,t)$  é a concentração da substância a uma distância  $x$ , em um tempo  $t$ ;  $C_s$  é a concentração superficial da substância em difusão e  $D$  é o coeficiente de difusão.

Neste sentido, são definidos dois estágios distintos do fluxo por difusão: o estágio estacionário, caracterizado pelo fluxo constante das substâncias em difusão, e o estágio não-estacionário no qual o fluxo é dependente do tempo e da profundidade de penetração. Estes estágios podem ser representados pela primeira e segunda leis de Fick, respectivamente. E os coeficientes de difusão específicos para cada estágio podem ser obtidos por meio da Equação (2.11), no caso do coeficiente de difusão no estado estágio estacionário (ou coeficiente de difusão efetivo) e utilizando-se a Equação (2.13) para o cálculo do coeficiente de difusão no estágio não-estacionário, também chamado de coeficiente de difusão aparente.

No caso da difusão de cloretos no concreto, o estado não-estacionário da difusão representa o período em que o transporte dos íons através do concreto ocorre de forma combinada com a sua fixação às fases do cimento, enquanto que o estágio estacionário refere-se ao período em que a fixação não ocorre mais e o fluxo dos íons cloreto se dá em uma taxa constante (CASTELLOTE et al., 2001).

De uma maneira geral, a difusividade de líquidos os gases no concreto depende da concentração desta substância na superfície do concreto, da variação da temperatura, da microestrutura do concreto e das interações destas substâncias com os constituintes do cimento e os produtos da hidratação. Neste sentido, são parâmetros importantes a composição química e a porosidade da pasta de cimento endurecida. O coeficiente de difusão é função de muitas variáveis: da porosidade, da relação água/cimento, do teor de cimento, da composição química do cimento, da umidade relativa, e da temperatura (PAGE et. al., 1981; HELENE, 1993).

Quando ocorre a difusão do  $\text{CO}_2$  no concreto, este gás se dissolve na solução aquosa dos poros e reage com o hidróxido de cálcio também dissolvido na fase aquosa dos poros do concreto. Estas reações são responsáveis pela redução do pH do concreto e, conseqüentemente, pela corrosão das armaduras devido à carbonatação.



No processo de difusão dos íons cloreto no concreto, a penetração é retardada devido à fixação de parte destes íons. De acordo com Justnes (2004), a fixação dos íons cloreto ocorre por meio da reação com o C<sub>3</sub>A e C<sub>4</sub>AF, compostos presentes no cimento anidro, que tem como composto resultante o chamado sal de Friedel (3CaO.Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>.CaCl<sub>2</sub>.10H<sub>2</sub>O) ou por adsorção física ao C-S-H, produto da hidratação do cimento. Desta forma, a capacidade de reação e o retardo da difusão dos íons cloreto são influenciados pela quantidade de C<sub>3</sub>A e C<sub>4</sub>AF, relacionada ao tipo e à quantidade de cimento utilizado e à substituição do cimento por adições minerais.

#### 2.2.2.4 Migração iônica

A migração iônica é o processo de transporte que ocorre quando existe um potencial elétrico que possibilita o deslocamento dos íons presentes para que se neutralize o efeito da diferença de potencial.

Nas estruturas de concreto, este fenômeno pode ocorrer em estruturas suporte de veículos que utilizam corrente elétrica para a sua movimentação, em estruturas de concreto com proteção catódica por corrente impressa ou em estruturas submetidas à extração de cloretos e à realcalinização pela aplicação de uma diferença de potencial (NEPOMUCENO, 2005).

Este mecanismo de transporte é frequentemente utilizado em ensaios acelerados para avaliar a resistência à penetração dos íons cloreto no concreto conforme a ASTM C 1202 ou em uma metodologia semelhante proposta por Andrade (1993) para calcular o coeficiente de difusão, parâmetro que pode caracterizar o concreto e prever a sua resistência à difusão iônica.

Como as leis de Fick não são apropriadas para modelar o fenômeno da migração, Andrade (1993) propôs a utilização da equação de Nernst-Planck que é utilizada no mecanismo de transporte em eletrólitos (Equação (2.14)).

$$-J_j(x) = D_j \frac{\partial C_j(x)}{\partial x} + \frac{z_j F}{RT} D_j C_j \frac{\partial E(x)}{\partial x} + C_j V(x) \quad (2.14)$$

Onde,  $J_i$  é o fluxo da espécie iônica,  $D_i$  é o coeficiente de difusão,  $C_i(x)$  é a concentração da espécie iônica ( $i$ ) em função da profundidade ( $x$ ),  $z_i$  é a valência da espécie iônica,  $F$  é a

constante de Faraday,  $R$  é a constante universal dos gases,  $T$  é a temperatura,  $E(x)$  é o potencial elétrico aplicado em função da profundidade e  $V_i(x)$  é a velocidade de convecção de  $i$ .

Conceitualmente, a Equação (2.14) pode ser escrita como (ANDRADE, 1993):

$$\text{Fluxo} = \text{difusão pura} + \text{migração elétrica} + \text{convecção} \quad (2.15)$$

Assumindo-se a situação onde não há convecção, isto é, não existem gradientes de pressão ou umidade, e que a parcela da difusão pura é desprezível em comparação ao efeito de migração, o que é razoável para diferenças de potencial suficientemente altas (10 a 15 V), a Equação (2.14) pode ser reduzida a (ANDRADE, 1993):

$$J = -\frac{zF}{RT} D_{eff} C_{Cl} \frac{\Delta E}{l} \quad (2.16)$$

onde,  $J$  é o fluxo dos íons cloreto,  $D_{eff}$  é o coeficiente de difusão efetivo ou coeficiente de difusão no estado estacionário,  $C_{Cl}$  é a atividade dos íons cloreto,  $\Delta E$  é a diferença de potencial aplicada e  $l$  é a espessura da amostra de concreto analisada.

Utilizando -se a Equação (2.16), o coeficiente de difusão efetivo ou estacionário, pode ser calculado por meio de ensaios de migração.

Estudos desenvolvidos por Alonso et al. (2001) e Castellote et al. (2001) ampliaram a utilização dos ensaios de migração para o cálculo do coeficiente de difusão aparente ou não-estacionário ( $D_{app}$ ) utilizando-se o conceito de *time-lag* em uma solução analítica que relaciona os resultados obtidos em ensaio de difusão natural e em ensaios acelerados de migração. O Anexo B apresenta a formulação proposta por Castellote et al. (2001) para o cálculo dos coeficientes de difusão no estado estacionário e no estado não-estacionário.

O *time-lag* ( $\tau$ ) caracteriza o período de tempo em que a difusão se mantém no regime não-estacionário e, no caso do transporte dos cloretos, é definido como o tempo em que estes íons levam para estabelecer um fluxo constante através do concreto em ensaios de migração ou difusão (CASTELLOTE et al., 2001).

## 2.3 RESISTIVIDADE DO CONCRETO

A resistividade elétrica é uma importante propriedade do concreto que caracteriza a sua capacidade de resistir à passagem da corrente elétrica. Esta propriedade é fundamentalmente relacionada à permeabilidade de fluidos e à difusividade de íons através dos poros do material e, no caso do concreto, está intimamente relacionada à velocidade do processo de corrosão das armaduras.

A resistividade elétrica pode ser definida como a resistência elétrica de um condutor de volume unitário e seção transversal constante no qual a corrente é uniforme e continuamente distribuída (ESBACH, 1975 apud WHITING & NAGI, 2003), ou seja, é a resistência elétrica entre faces opostas de um volume unitário de material.

O princípio de medida da resistividade baseia-se na aplicação de uma diferença de potencial entre eletrodos posicionados em duas faces opostas e planas do material e a posterior medida da corrente resultante. A relação entre a tensão aplicada e a corrente medida é a resistência elétrica ( $R$ ) do material. A resistividade elétrica ( $\rho$ ) é obtida multiplicando-se a resistência ( $R$ ) por um fator de conversão chamado de constante de célula que depende das dimensões do corpo-de-prova utilizado.

De acordo com Monfore (1968), a condução da corrente elétrica através do concreto é de natureza essencialmente eletrolítica e ocorre por meio dos íons presentes na água evaporável das pastas de cimento ( $\text{Ca}^{++}$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{OH}^-$  e  $\text{SO}_4^{-}$ ). Algo semelhante foi citado por Shekarchi et al. (2004) que afirmam que o fluxo da corrente elétrica no concreto se dá por meio dos íons dissolvidos na água que preenche total ou parcialmente a rede de poros interconectados da pasta. McCarter (1997) afirmou que a condutividade irá ocorrer através dos contínuos poros capilares preenchidos por água e pelas microfissuras da matriz.

Segundo Whittington (1981), outro possível caminho para passagem da corrente elétrica é por meio dos próprios compostos e produtos hidratados do cimento (C-S-H, água adsorvida ao C-S-H, e partículas não-hidratadas de cimento). Hansson & Hansson (1983) afirmaram que, em uma matriz de cimento na qual os poros não são conectados, é possível que a transferência de elétrons através do gel C-S-H promova o aumento da resistência elétrica e, conseqüentemente, o aumento da resistividade.

Devido à relação entre a condução da corrente e a água livre no interior do concreto, a resistividade elétrica é fortemente influenciada pela quantidade, pelo tamanho e pela intercomunicabilidade dos poros da matriz e pela condutividade da solução neles presente. Segundo Andrade (2004), a resistividade elétrica relaciona-se à microestrutura do concreto de tal forma que, em um concreto saturado, ela pode ser utilizada como uma medida indireta da conectividade dos poros.

Em um mesmo grau de saturação, quanto maior for a fração volumétrica dos poros do concreto, menor será a sua resistividade. Além disso, quanto maior for o grau de saturação do concreto, menor é a sua resistividade.

### **2.3.1 Fatores que influenciam a resistividade elétrica do concreto**

A resistividade do concreto apresenta-se como uma propriedade extremamente sensível às características microestruturais da matriz do concreto, e muitos são os fatores que a influenciam. Fatores relacionados às características do concreto em termos da sua estrutura de poros, composição e concentração da água livre presente nos poros e às características ambientais às quais o concreto está submetido, apresentam reflexos diretos na resistividade do concreto.

#### **2.3.1.1 Características do concreto**

A resistividade elétrica do concreto depende da microestrutura da matriz de cimento, do volume e da distribuição do tamanho dos poros, e da concentração e da mobilidade dos íons presentes na solução aquosa da estrutura dos poros (POLDER, 2001; WHITING & NAGI, 2003). Desta forma, a proporção dos materiais na mistura, a relação água-cimento e a utilização de adições minerais e de aditivos são fatores que influenciam a resistividade elétrica do concreto, por alterarem tanto a microestrutura da matriz quanto as características da solução de poro. Segundo Polder (2001), em função destes fatores e das condições de saturação do concreto analisado, a resistividade elétrica pode apresentar resultados que variem de  $10 \Omega.m$  e  $10^5 \Omega.m$ .

#### a) Relação água-cimento

A relação de água-cimento é um dos parâmetros mais importantes para o desempenho do concreto. Este parâmetro influencia consideravelmente a estrutura porosa da pasta de cimento, especificamente no volume total de poros e na quantidade de poros de maiores diâmetros. Assim, quanto maior a relação água-cimento, maior o volume de poros e maior é a probabilidade de existirem poros com maiores diâmetros e interconectados e, portanto, menor será a resistividade elétrica.

#### b) Tipo e quantidade de agregados

A resistividade elétrica do agregado é muito maior do que a resistividade da pasta de cimento. Em suas análises, Monfore (1968) mediu a resistividade elétrica de vários agregados tipicamente utilizados em concreto e obteve resultados praticamente infinitos em comparação à resistividade da pasta de cimento: 880.000  $\Omega$ .cm, no caso de agregados graníticos. Desta forma, a resistividade do concreto é muito mais sensível às alterações das características da pasta de cimento do que às mudanças no tipo de agregado. Porém a resistividade aumenta com o aumento da quantidade de agregado utilizado.

Além disso, segundo Monfore (1968), a presença dos agregados, partículas praticamente não-condutoras, entre a matriz do concreto, causa a obstrução da passagem da corrente elétrica, fazendo com que o comprimento efetivo da trajetória a ser percorrida pela corrente seja maior do que a dimensão do material na direção da corrente. Assim, quanto maior for o teor de agregados, maior será o seu efeito de obstrução e maior será a resistividade.

Por meio de espectroscopia de impedância, McCarter apud Hunkeler (1996) observou que a resistividade elétrica de argamassas e concretos é completamente dependente da fração volumétrica da pasta de cimento da mistura. Segundo este Autor, o aumento da quantidade de agregado tem o efeito de reduzir a área da seção transversal pela qual ocorrerá a condução da corrente. Nos resultados obtidos por McCarter apud Hunkeler (1996), a resistividade elétrica diminuiu com o aumento da fração volumétrica da pasta.

#### c) Consumo de cimento

O consumo de cimento determina o volume de pasta presente no concreto e, devido à sensibilidade da resistividade às alterações da matriz do concreto, espera-se que o aumento do volume de pasta afete a resistividade. De acordo com Hughes (1985), a resistividade

elétrica do concreto aumenta com a redução do consumo de cimento. No entanto, os estudos desenvolvidos por este Autor mostraram que a influência do consumo de cimento é pequena em concretos com baixa relação água/cimento.

d) Adições minerais

Adições minerais como cinza volante, sílica ativa e escória granulada de alto-forno, adições comumente utilizadas como materiais cimentícios suplementares, ou filers, materiais inertes de pequenas dimensões, alteram significativamente a microestrutura da matriz de cimento devido aos efeitos pozolânico e microfíler que apresentam.

Estes materiais mostram influência na resistividade elétrica do concreto, pois provocam o refinamento da estrutura dos poros da matriz e, especificamente, no caso dos materiais pozolânicos, diminuem a concentração iônica da solução. Assim, a utilização destes materiais conduz a um aumento da resistividade do concreto em relação ao concreto convencional (DETWILER & METHA, 1989; AÏTCIN, 2000).

O refinamento da estrutura dos poros ocasionado pelas adições pozolânicas está associado à sua reação com o  $\text{Ca(OH)}_2$ , produto da hidratação do cimento, e com água formando o gel C-S-H que se distribui por toda a estrutura do material e torna a estrutura da pasta mais densa. Detwiler & Metha (1989) afirmam que a sílica ativa no concreto elimina poros de tamanho entre 500 e 0,5 microns e reduz o tamanho dos poros de 50 a 500 vezes.

Alguns autores afirmam que o refinamento dos poros ocasionado pelas adições minerais é causado também por um efeito físico, provavelmente relacionado à dimensão e à forma das partículas. Segundo Bache apud Detwiler & Metha (1989), o efeito filer é o principal efeito físico da sílica ativa no concreto que, por causa de sua finura, permite o preenchimento dos espaços entre os grãos de cimento, a areia e o agregado graúdo. Além disso, o efeito físico de partículas finas também se expressa na sua atuação como pontos de nucleação para os produtos das reações de hidratação do cimento (AÏTCIN, 2000).

A densificação da matriz e do aumento da quantidade de poros de menores diâmetros, provavelmente mais tortuosos e descontínuos, dificultam a condução da corrente através do concreto e, portanto, aumentam a resistividade elétrica.

Além disso, o aumento da resistividade da solução aquosa dos poros provocada pela utilização de materiais pozolânicos foi citada por Hunkeler (1996) como uma das causas do aumento da resistividade. Segundo Duchesene et al. apud Shi (2004), os materiais cimentícios suplementares incorporam mais álcalis aos produtos da hidratação, o que resulta em uma concentração mais baixa de álcalis na solução de poro. De acordo com McCarter et al. (2000), a alteração na condutividade da água dos poros é particularmente significativa no caso de materiais com sílica ativa nos quais a condutividade da solução aquosa presente nos poros pode ser consideravelmente reduzida no período entre 28 dias e 365 dias.

Polder (2001) apresentou resultados nos quais a resistividade elétrica de concretos produzidos com cimento com escória de alto-forno (>65%) ou por adição de cinza volante (>25%) e sílica ativa (>5%) foram significativamente superiores aos resultados apresentados pelas misturas de referência. Em condições saturadas, a resistividade dos concretos com adições variou entre 300  $\Omega.m$  e 1000  $\Omega.m$ , enquanto que os concretos de referência apresentaram valores de resistividade elétrica entre 50  $\Omega.m$  e 200  $\Omega.m$ .

#### e) Aditivos químicos

Os aditivos químicos são materiais adicionados à mistura de concreto para alterar as suas propriedades no estado fresco e controlar o desenvolvimento do processo de hidratação do cimento. Estes aditivos podem ser, dentre outros, agentes incorporadores de ar, plastificantes, superplastificantes, promotores de viscosidade, retardadores ou aceleradores de pega.

Espera-se que a influência dos aditivos na resistividade seja apenas indireta e que esteja relacionada às alterações que estes promovem na microestrutura da matriz em função da influência no volume de poros, na trabalhabilidade da mistura e na evolução do processo de hidratação do cimento (WHITING & NAGI, 2003).

Os aditivos plastificantes e superplastificantes aumentam a trabalhabilidade da mistura e, conseqüentemente, reduzem a demanda de água do concreto, o que possibilita a redução da relação água/aglomerante e o aumento da resistividade elétrica do concreto.

Os aditivos incorporadores de ar também provocam certa influência na trabalhabilidade do concreto e podem, de forma muito mais limitada, causar as alterações citadas anteriormente para os aditivos plastificantes e superplastificantes. Além disso, tais aditivos aumentam o volume total de poros presentes na matriz. No entanto, os vazios incorporados não são comunicáveis e, portanto, não aumentarão a capacidade de condução da corrente elétrica através do concreto. Ao contrário disto, as bolhas de ar incorporado podem atuar como interrupções nos canais capilares do concreto, causando descontinuidades.

Os aditivos retardadores e aceleradores de pega, desde que isentos de cloretos, influenciarão na resistividade elétrica apenas como um reflexo da sua influência no processo de hidratação do cimento.

f) Grau de hidratação do cimento

A variação da resistividade no concreto com o tempo está relacionada à hidratação da pasta de cimento. Durante o processo de hidratação do cimento, os compostos formados passam a preencher, de forma progressiva, parte dos vazios inicialmente ocupados pelo eletrólito, alterando a estrutura de poros da pasta. Segundo Taylor & Arulanandan (1974), este efeito de preenchimento provocado pelos produtos da hidratação do cimento diminui a conectividade dos capilares.

Além disso, a quantidade de água evaporável presente nos poros e a concentração dos íons em dissolução ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Ca}^{++}$ ,  $\text{SO}_4^-$  e  $\text{OH}^-$ ) variam durante o processo de hidratação do cimento e, como o fluxo da corrente através do concreto depende do movimento de íons na água evaporável da matriz, é provável que esta variação também influencie a resistividade.

Andrade (2004) afirma que a diminuição da porosidade com o avanço do grau de hidratação se reflete tanto na resistência mecânica quanto na resistividade elétrica. Segundo esta Autora, a lei que pode ser aplicada para a evolução da resistividade é do tipo:

$$\rho_{es,28d} = \rho_{es,t} \cdot e^m \quad (2.17)$$

Onde  $\rho_{es,28d}$  é a resistividade do concreto saturado aos 28 dias,  $\rho_{es,t}$  é a resistividade em um tempo  $t$  e  $m$  é um parâmetro que varia em função das características da mistura.



### 2.3.1.2 Características ambientais

Fatores externos como a temperatura e a umidade relativa do ambiente possuem grande influência na resistividade, pois alteram a mobilidade iônica e a concentração da solução do poro.

#### a) Temperatura

A resistividade é o parâmetro inverso da condutividade e, portanto, depende da temperatura. O efeito da temperatura na resistividade de um material sólido e poroso como o concreto envolve a mobilidade dos íons e as suas interações com as fases sólidas (CASTELLOTE et al., 2002).

Em geral, a elevação da temperatura diminui a resistividade elétrica devido ao aumento da mobilidade iônica na água presente nos poros, porém pode produzir o efeito oposto e ocasionar o aumento da resistividade caso provoque a evaporação da água livre do concreto (ANDRADE, 2004).

Polder (2001) afirma que aproximações empíricas podem ser utilizadas para corrigir os valores de resistividade medidos. De acordo com McCarter et al. (1981), a resistividade elétrica a uma temperatura  $t$  ( $\rho_t$ ) está relacionada à sua resistividade a uma temperatura de referência  $\theta$  ( $\rho_\theta$ ) por meio da seguinte expressão:

$$\rho_t = \frac{\rho_\theta}{[1 + \alpha(t - \theta)]} \quad (2.18)$$

Polder (2001), no entanto, alertou para o fato de que o efeito da temperatura na resistividade elétrica pode variar em função do teor de umidade do concreto. Este Autor cita estudos realizados em laboratório nos quais o efeito da temperatura na resistividade elétrica foi de 3% para cada grau Kelvin alterado em concretos saturados, enquanto que, em concretos secos, a mudança da temperatura alterou a resistividade em 5% por grau Kelvin.

Devido à dificuldade de mensurar todos os efeitos relacionados às variações de temperatura que podem alterar a resistividade do concreto, para que a resistividade seja utilizada como um parâmetro de caracterização da microestrutura do concreto, faz-se necessário padronizar

os resultados tendo como base uma mesma temperatura. Castellote et al. (2002) sugerem a adoção de 25°C como a temperatura de referência.

#### b) Umidade relativa

O grau de saturação na rede de poros capilares do concreto varia em função das condições atmosféricas do ambiente no qual está exposto. As alterações na umidade relativa e a ocorrência de chuvas podem alterar o conteúdo de umidade do concreto (CASTELLOTE et al., 2002).

Whiting & Nagi (2003) afirmaram que o grau de saturação dos poros é a variável que possui maior influência na resistividade elétrica do concreto. A afirmação destes Autores é coerente, pois, como o fluxo da corrente através do concreto se dá predominantemente pela água contida nos poros, quanto maior for o grau de saturação dos poros do concreto, menor será a sua resistividade elétrica.

Em suas pesquisas, Hunkeler (1996) observou que a condutividade elétrica dos concretos e das argamassas utilizados foi drasticamente reduzida com a diminuição da umidade relativa, chegando a ser praticamente nula à umidade relativa de 40%. Segundo Whiting & Nagi (2003), embora a pasta de cimento mantenha quantidades de água significativas no seu interior, à umidade relativa de 40%, esta é essencialmente não-condutora, pois as forças de superfície imobilizam os íons dissolvidos na água do poro.

Polder (2002) apresentou resultados que expressam a influência da umidade relativa na resistividade. Nestes resultados, concretos convencionais em condição saturada apresentavam resistividade elétrica entre 50  $\Omega$ .m e 200  $\Omega$ .m, enquanto que os concretos expostos a um ambiente com 80% de umidade relativa apresentaram valores de resistividade que variaram entre 100  $\Omega$ .m e 400  $\Omega$ .m.

#### 2.3.1.3 Ação de agentes agressivos

##### a) Penetração de cloretos

A bibliografia a respeito da influência da penetração de íons cloreto na resistividade elétrica do concreto apresenta resultados contraditórios que não permitem uma análise conclusiva do fenômeno.

Alguns autores afirmam que o efeito da penetração de cloretos na resistividade é relativamente pequeno (POLDER, 2001; SHEKARCHI et al, 2004). Segundo Andrade (2004), a contaminação por íons cloreto reduz a resistividade, porém esta redução é pouco significativa por ser pequena a influência dos íons cloreto na condutividade de soluções alcalinas, como a contida nos poros do concreto. Além disso, esta mesma Autora afirma que a influência da composição química da solução do poro possui um pequeno impacto na resistividade total do concreto pois a resistividade de soluções com valores de pH elevados variam de 30  $\Omega$ .cm a 100  $\Omega$ .cm, valores relativamente pequenos quando comparados à resistividade do concreto com elevados graus de hidratação.

Hunkeler (1996), no entanto, defende que o aumento do teor de cloretos no interior do concreto pode reduzir significativamente a sua resistividade elétrica. De acordo com este Autor, altas concentrações de cloreto (entre 1 e 2 M%/cimento) reduzem a resistividade em duas, ou, no máximo, três vezes.

Outros autores também observaram uma significativa influência da presença de cloretos na resistividade. Browne et al. apud Hunkeler (1996) observaram uma diminuição de 27% na resistividade do concreto quando este apresentava uma concentração de 0,45 M%/concreto e, para concretos com 0,045 M%/concreto, a redução da resistividade foi de aproximadamente 7%. Segundo Neville apud Helene (1986), teores de apenas 0,6% de cloretos são suficientes para reduzir a resistividade de uma argamassa em cerca de 15 vezes.

Alguns autores afirmam que a magnitude da influência da penetração de cloretos no concreto depende da capacidade de fixação de cloretos apresentada pelo cimento utilizado. De acordo com Whiting & Nagi (2003), por exemplo, quando for utilizado cimento com teores elevados de  $C_3A$ , a fixação dos íons cloreto será maior e, então, a influência de uma determinada quantidade de cloreto na resistividade elétrica pode ser menor do que quando baixos teores de  $C_3A$  forem utilizados. Além disso, estes Autores afirmam que, como os produtos da hidratação de concretos com escória de alto-forno são mais efetivos em fixar os íons cloreto (DHIR et al., 1996), a influência destes íons será menor em concretos com escória.

Pruckner & Gjorv (2004) alertaram ainda para um possível aumento da resistividade ocasionado pela presença de cloretos no concreto. De acordo com estes Autores, as reações

de fixação dos íons cloreto, quando o cloreto de sódio é a fonte destes íons, liberam NaOH(aq) que provoca o aumento do pH da solução aquosa dos poros. Este aumento da alcalinidade funcionaria como um ativador da hidratação do cimento tornando a estrutura da pasta mais densa e com poros menores, causando o aumento da resistividade elétrica.

#### b) Carbonatação

A carbonatação do concreto conduz ao endurecimento da camada superficial do concreto e também provoca um significativo aumento da resistividade da zona superficial (MILLARD, 1991). No entanto, Polder (2001) afirma que a influência da resistividade da camada carbonatada será pequena caso a sua espessura seja muito menor do que a distância entre os eletrodos utilizados para a execução do ensaio.

Além disso, quando o concreto carbonata, ocorre a redução da concentração da solução do poro, o que pode aumentar a sua resistividade.

### **2.3.2 Medida da resistividade no concreto**

A medida da resistividade é realizada por meio da leitura da corrente elétrica gerada por uma diferença de potencial aplicada entre eletrodos colocados sobre a superfície ou embutidos no concreto.

A medida da resistividade indica a habilidade relativa de um determinado meio em transportar correntes elétricas (ASTM G57:1990).

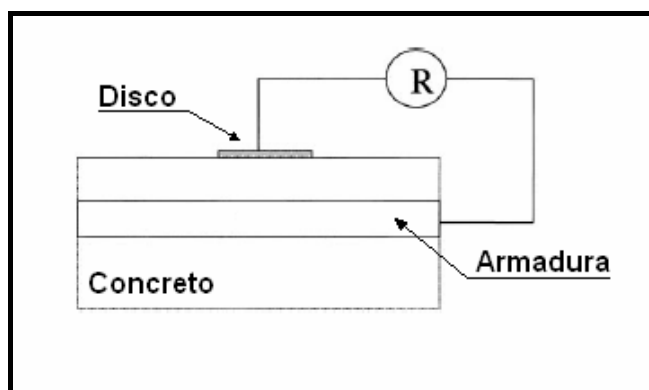
A técnica de medida da resistividade foi desenvolvida inicialmente pelos geólogos para medir a resistividade do solo em etapas de investigação (EWINS, 1990). Esta técnica foi adaptada para a utilização em concreto utilizando-se um aparato semelhante ao utilizado para medidas de resistividade de solo realizadas *in-loco*. Este aparato compõe-se de quatro eletrodos posicionados de forma alinhada na superfície do concreto. A técnica foi denominada de método dos quatro eletrodos ou método de Wenner. Adicionalmente outras técnicas foram desenvolvidas e adaptadas tanto para a medida da resistividade elétrica em estruturas reais como em amostras analisadas em laboratório, e se diferenciam em termos da quantidade de eletrodos utilizados e do posicionamento destes na superfície do concreto.

Os eletrodos podem ser instalados no interior do concreto nos casos onde o planejamento do monitoramento da resistividade elétrica da estrutura faça parte da etapa de projeto ou no monitoramento da resistividade em medidas de laboratório. Quando os eletrodos não forem embutidos no concreto, a medida da resistividade pode ser feita posicionando-se dois eletrodos em faces opostas do concreto, no caso de amostras prismáticas ou cilíndricas, ou utilizando-se quatro eletrodos igualmente espaçados entre si, pressionados sobre uma das faces da amostra. Em todos os caso, é necessário observar-se a eficiência do contato entre os eletrodos e o concreto.

### 2.3.2.1 Métodos de medida da resistividade elétrica

#### a) Método de disco – Um eletrodo externo

Neste método, um pequeno disco é utilizado como eletrodo posicionado na superfície da estrutura de concreto sobre a região da armadura. Esta última é utilizada como o segundo eletrodo e a medida efetuada refere-se à resistência do concreto entre o eletrodo e a armadura, conforme ilustrado na Figura 2.5. A resistência medida pode ser convertida em resistividade usando-se uma constante de célula que depende da espessura do revestimento e do diâmetro da barra.



**Figura 2.5.** Esquema para a determinação da resistividade pelo método do disco (POLDER, 2001)

Uma das imprecisões relacionadas a este método é o cálculo da constante de célula porque o fluxo de corrente não pode ser previsto de forma exata. Uma melhor aproximação pode ser obtida determinando-se empiricamente a constante de célula ao serem utilizados corpos-de-prova de concreto (ou outros materiais) com resistividade conhecida (POLDER, 2001). Uma alternativa é a utilização de células padronizadas com diâmetro do disco, espessura de revestimento e diâmetro da barra conhecidos para a qual a constante de célula já tenha sido determinada.

De acordo com Feliu et al. (1996), quando a superfície da barra é muito maior do que a superfície do disco, a resistividade do concreto pode ser calculada utilizando-se a seguinte expressão:

$$\rho = 4.a.R \quad (2.19)$$

Onde,  $\rho$  é a resistividade do concreto,  $a$  é o raio do disco e  $R$  é a resistência elétrica medida entre o disco e a barra.

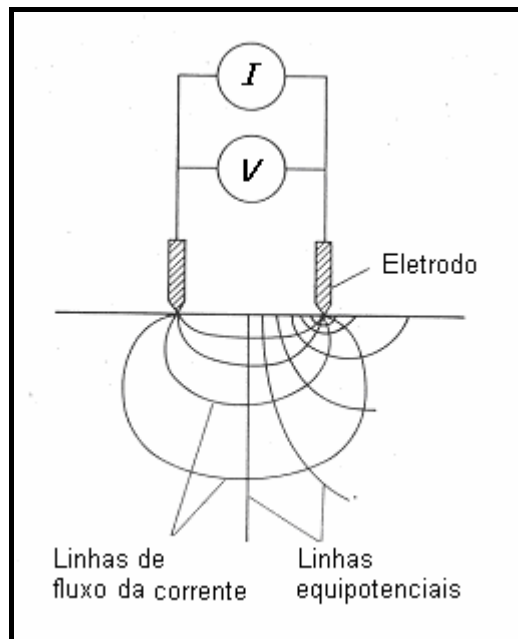
Polder (2001) afirma que, para espessuras de cobrimento, para o diâmetro do disco e para o diâmetro da barra entre 10 mm e 50 mm, a constante de célula é aproximadamente 0,1. Assim, segundo este Autor, a resistividade medida usando um pequeno disco é aproximadamente:

$$\rho = 0,1.R \quad (2.20)$$

A vantagem deste método é que a localização do disco na estrutura é irrelevante, já que a influência da armadura é eliminada. A principal desvantagem, porém, é a sensibilidade do valor medido à resistência do contato entre o disco e o concreto (BROOMFIELD apud WHITING & NAGI, 2003).

#### b) Método dos dois eletrodos

Uma alternativa de ensaio não-destrutivo proposto para a medida da resistividade em estruturas reais é o método de dois eletrodos. Este é um método simples que utiliza dois eletrodos colocados em contato com a superfície do concreto, por meio dos quais a corrente alternada é aplicada e a diferença de potencial é medida (Figura 2.6).



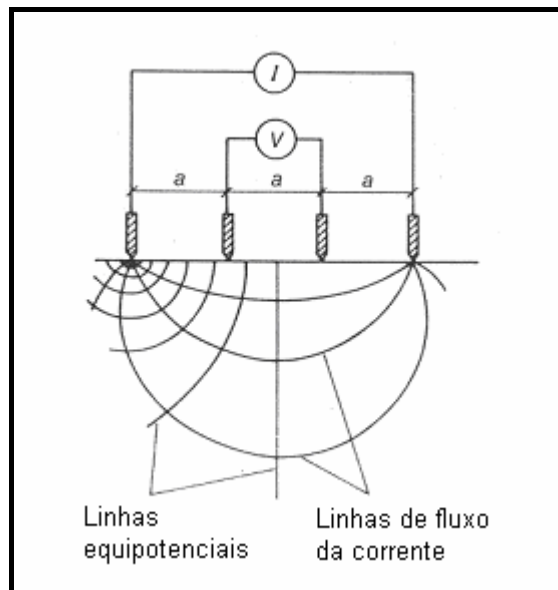
**Figura 2.6.** Esquema para a determinação da resistividade: método dos dois eletrodos (MILLARD, 1991)

Segundo Millard (1991), as medidas obtidas por este método são muito influenciadas por alterações no raio do eletrodo em contato com a superfície de concreto e pela presença de agregados nas regiões próximas ao contato. Estudos desenvolvidos por este pesquisador mostraram que, neste método, quando a área de contato entre os eletrodos e o concreto diminui, a resistividade medida aumenta rapidamente. Polder (2001) também alertou para a grande influência das dimensões dos eletrodos nos valores medidos. Segundo este Autor, tal método apresenta baixa precisão e uma pobre reprodutibilidade e, portanto, não é recomendado.

c) Método dos quatro eletrodos (método de Wenner)

O Método dos quatro eletrodos é a técnica comumente utilizada para a medida da resistividade de estruturas de concreto *in-loco* que também pode ser utilizado em ensaios de laboratório. Este método foi originalmente desenvolvido por Wenner para medir a resistividade de solos. A adaptação para o seu uso em concreto foi objeto de muitos estudos e, em consequência disto, foram desenvolvidos equipamentos específicos que utilizam o mesmo princípio sugerido por Wenner para a utilização em concreto.

No aparato utilizado, os eletrodos são posicionados linearmente, com espaçamentos iguais entre eles, conforme a Figura 2.7.



**Figura 2.7.** Esquema para a determinação da resistividade: método dos quatro eletrodos (MILLARD, 1991).

O ensaio é realizado aplicando-se uma pequena corrente alternada entre os dois eletrodos externos e medindo-se a diferença de potencial entre os dois eletrodos internos.

A resistividade elétrica pode ser calculada utilizando-se a Equação (2.21) que leva em consideração a distância entre os eletrodos.

$$\rho = 2.\pi.a \frac{V}{I} \quad (2.21)$$

Onde,  $\rho$  é a resistividade do concreto,  $V$  é a tensão medida,  $I$  é a corrente aplicada e  $a$  é a distância entre os eletrodos.

Uma vantagem associada a esta técnica é que a resistividade medida é referente à região do concreto situada entre os dois eletrodos internos. Neste caso, a influência de agregado pode ser minimizada quando o espaçamento entre os eletrodos internos excede o tamanho máximo do agregado. Segundo Millard (1991), um espaçamento de 50 mm é suficiente para obter-se medidas de resistividade relativamente precisas na maioria das estruturas de concreto.

Whiting & Nagi (2003) recomendam que o espaçamento entre os eletrodos não exceda  $\frac{1}{4}$  da dimensão da seção mínima do concreto. Segundo estes Autores, podem ocorrer erros



significativos caso a resistividade seja medida próximo às extremidades da peça de concreto.

Millard (1991) observou que, neste método, a influência das dimensões dos eletrodos é pequena. Ele utilizou eletrodos com diâmetros entre 1 mm e 40 mm e com espaçamento de 50 mm, e observou que os resultados variaram menos do que 6%.

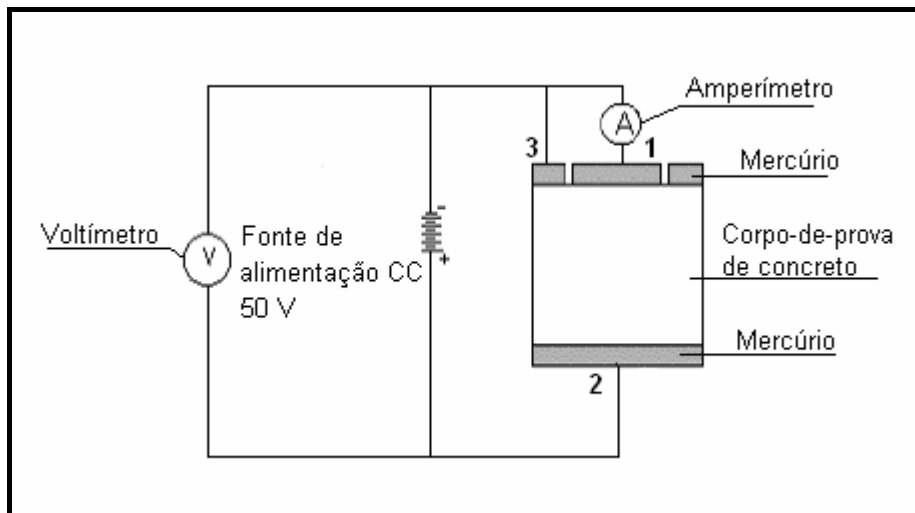
Devido à heterogeneidade do concreto e ao tamanho finito dos eletrodos, o resultado não é exatamente a real resistividade do concreto. Polder (2001) cita trabalhos que observaram erros de 25% na resistividade medida quando se utilizou o método dos quatro eletrodos em comparação aos valores obtidos por meio de eletrodos inseridos no concreto ou dois eletrodos posicionados externamente.

Alguns pesquisadores (ABREU, 1998; MISSAU et al., 2004) têm associado a denominação “resistividade elétrica aparente” à resistividade medida pelo método dos quatro eletrodos. A nomenclatura adotada justifica-se no fato de que, neste método, a resistividade medida é referente às camadas mais próximas da superfície do concreto.

d) Determinação da resistividade elétrica volumétrica do concreto – NBR 9204:1985

A NBR 9204:1985 descreve o procedimento de medida da resistividade elétrica volumétrica do concreto. Neste caso, a resistividade é dita volumétrica, pois representa a resistividade das camadas mais internas das amostras de concreto analisadas.

Este método é aplicável para medidas feitas em laboratório e são utilizadas amostras de concreto cilíndricas com 150 mm de diâmetro e 150 mm de altura, moldadas ou extraídas das estruturas. Utilizando-se uma fonte de corrente contínua, aplica-se uma tensão de  $50 \pm 0,5$  V entre dois eletrodos de mercúrio nas faces do corpo-de-prova, como mostrado na Figura 2.8. Um terceiro eletrodo, também de mercúrio, é utilizado para evitar erros devido aos efeitos de superfície (ABREU, 1998). Na Figura 2.8 os três eletrodos aparecem numerados.



**Figura 2.8.** Esquema elétrico para determinação da resistividade elétrica volumétrica segundo a NBR 9405:1985 (ABREU, 1998).

Dez minutos depois da aplicação da tensão, a corrente elétrica gerada deve ser medida. A resistividade pode ser calculada utilizando-se a seguinte equação:

$$\rho_v = \frac{V.A}{I.h} \quad (2.22)$$

Onde,  $\rho_v$  é a resistividade elétrica volumétrica do concreto ( $\Omega \cdot \text{cm}$ ),  $V$  é a tensão aplicada no corpo-de-prova (mV),  $I$  é a corrente elétrica que atravessa o corpo-de-prova (mA),  $A$  é a área do eletrodo principal ( $\text{cm}^2$ ) e  $h$  é a altura do corpo-de-prova (cm).

As críticas a este método estão relacionadas à utilização de corrente contínua, que pode gerar erros nas medidas devido a efeitos que serão discutidos na seção seguinte. Além disso, a dificuldade na montagem da célula de ensaio com a utilização de mercúrio como eletrodo parece ser um fator condicionante da utilização deste método.

### 2.3.2.2 Fatores que interferem na medida da resistividade no concreto

Embora o princípio de medida da resistividade elétrica seja bastante simples, alguns fatores podem influenciar significativamente as leituras realizadas e, portanto, devem ser observados. Nesta seção estão abordados alguns destes aspectos.

a) Tipo e intensidade da corrente aplicada e frequência do sinal

Alguns autores alertam que fontes de corrente contínua (CC) não podem ser utilizadas nos ensaios para a medida da resistividade devido à polarização dos eletrodos ocasionada pelas interações entre eles e o material de contato. Segundo Monfore (1968), filmes finos de oxigênio, hidrogênio ou outros gases podem ser criados na superfície dos eletrodos, o que pode influenciar a diferença de potencial criada.

Hughes et al. (1985) afirmaram que a passagem da corrente elétrica através de um eletrólito, tal como o concreto, causa a polarização. Esta polarização causa um potencial entre os eletrodos que se opõe ao potencial aplicado, dificultando as medidas de resistência elétrica. Medidas de resistividade realizadas por este Autor demonstraram que os resultados obtidos, quando foi utilizada uma fonte de corrente contínua, são um pouco maiores do que os obtidos quando se utilizou corrente alternada, devido aos efeitos de polarização.

Hammond & Robson apud Hughes et al. (1985) minimizaram o efeito da polarização usando pequenas diferenças de potencial e incluindo no circuito uma chave que alternava a corrente duas vezes por segundo. Neste sentido, Hughes et al. (1985) afirmaram que o uso de pequenas correntes alternadas minimiza o efeito da polarização. Segundo estes Autores, devem ser utilizadas correntes de pequena intensidade para minimizar a formação dos gases citada por Monfore (1986) e alternadas para inverter os eletrodos quimicamente e para manter inalterada a concentração de eletrólito. A redução do efeito de polarização com a utilização de correntes alternadas foi confirmada nos estudos desenvolvidos por Hughes et al. (1985).

No entanto, Monfore (1968) afirmou que, aparentemente, os efeitos da polarização não são evitados com o uso de corrente alternada, mas somente se manifestam de uma forma diferente. Monfore (1968) defendeu, ainda, a possibilidade de utilização de corrente contínua nos ensaios para a medida da resistividade, se a corrente gerada pela polarização ou o potencial requerido para superá-la for simplesmente subtraído do valor total da corrente ou do respectivo potencial. Entretanto, segundo Ewins (1990), os resultados obtidos utilizando-se uma fonte de corrente contínua são difíceis de interpretar. Portanto as fontes de corrente alternada devem ser preferidas.

Em pesquisas recentes, fontes de corrente alternada vêm sendo utilizadas para evitar os efeitos da polarização dos eletrodos (SHEKARCHI, 2004; ANDRADE, 2004; CASTELLOTE et al., 2001).

Ewins (1990) propôs o uso da corrente com ondas quadradas para eliminar o efeito de polarização. Neste caso, as medidas de voltagem devem ser feitas no meio do semi-ciclo positivo. Entretanto, Millard et al. (1989) consideram satisfatórios os resultados de resistividade medidos utilizando-se correntes senoidais. Estes Autores compararam medidas realizadas ao utilizarem ondas quadradas e senoidais, e observaram que nenhuma das medidas diferiu mais do que 6%.

Ainda, a respeito da utilização de corrente alternada nas medidas de resistividade, Millard et al. (1989) alertaram para a possibilidade de incremento da resistividade elétrica medida em um mesmo concreto com o aumento da frequência utilizada. Nos resultados obtidos por este Autor, ao utilizar frequências superiores a 1000 Hz, a resistividade aumentou consideravelmente, à medida que se aumentava a frequência. Para frequências inferiores a 1000 Hz, no entanto, os valores de resistividade medidos foram semelhantes. Segundo recomendações de Polder (2001), a frequência utilizada nos ensaios de resistividade deve estar entre 50 Hz e 1000 Hz.

Millard et al. (1989) investigaram o efeito da intensidade da corrente no resultado da medida de resistividade. Mantendo fixa a frequência em 300 Hz, os Autores variaram a corrente que atravessava o concreto. De acordo com os resultados obtidos, os autores concluíram que correntes inferiores a 200  $\mu\text{A}$  devem ser evitadas. Este limite mínimo de corrente foi também defendido por Ewins (1990).

#### b) Contato entre os eletrodos e o concreto

Um outro fator citado como interveniente nas medidas de resistividade é a resistência do contato eletrodo-concreto. Segundo Ewins (1990), o aumento da resistência de contato entre o eletrodo e a superfície do concreto reduz a intensidade da corrente que atravessa a amostra para uma tensão fixa. A redução da corrente pode provocar erros nas medidas de resistividade, conforme citado na seção anterior.

De acordo com Millard et al. (1989), o efeito da resistência do contato eletrodo-concreto pode ser superado caso a resistência de entrada do voltímetro seja suficientemente alta. Estes autores sugerem a utilização de equipamentos com resistência de entrada superior a 2 M.Ω.

Elkey & Sellevold apud Whiting & Nagi (2003) notaram que resistência do contato eletrodo-concreto pode ser reduzida com o aumento da pressão aplicada. Segundo estes Autores, a intensidade da força aplicada para manter os eletrodos unidos ao corpo-de-prova pode influenciar no resultado obtido, pois o contato progressivo elimina o ar contido entre o eletrodo e a superfície do concreto, aumentando a área real de contato e, conseqüentemente, diminuindo a resistência. Por este motivo, estes Autores defendem que há uma tendência de redução da resistência elétrica com um aumento da intensidade da força aplicada.

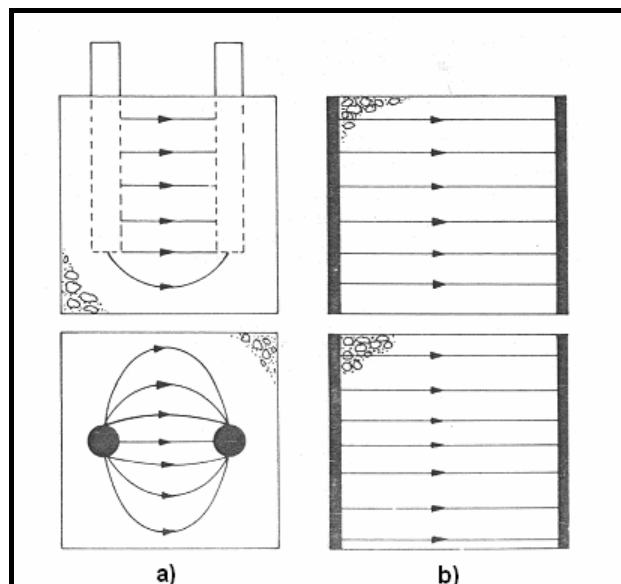
Diversos tipos de materiais podem ser utilizados para promover o contato entre os eletrodos e a superfície do concreto. Estes materiais devem apresentar baixa resistência para não agravar os problemas citados anteriormente, e devem se adequar às pequenas irregularidades das superfícies do concreto e dos eletrodos. Géis de grafite, pasta de cimento no estado fresco e, em casos de células específicas, soluções eletrolíticas foram utilizadas por alguns pesquisadores para promover o contato entre os eletrodos e a superfície do concreto (MONFORE, 1968; HUGES, 1985; SHEKARCHI et al., 2004). Em pesquisas mais recentes (CASTELLOTE et al., 2001; SALEEM et al., 1996), esponjas umedecidas têm sido utilizadas em substituição a tais materiais por apresentarem maior praticidade no manuseio.

Segundo Whiting & Nagi (2003), o modo mais eficiente de promover o contato é embutir o eletrodo no concreto durante a moldagem. Em trabalhos desenvolvidos por Hansson & Hansson (1983), Morris et al. (2002), Morris et al. (2004) e Polder (2002), pequenas placas metálicas e barras de aço inoxidável foram embutidas no concreto para monitorar a variação da resistividade em diferentes profundidades dos corpos-de-prova. Nestes casos, porém, deve-se considerar a nova distribuição do fluxo da corrente para que a resistividade seja calculada. Além disso, aspectos relativos à moldagem, tais como efeito parede ou exsudação interna, podem reduzir a área de contato entre os eletrodos e o concreto. A influência destes últimos fatores na resistividade ainda demanda estudos específicos.

c) Distribuição da corrente através do corpo-de-prova

Uma objeção apresentada por McCarter (1981) quanto ao uso de eletrodos embutidos no concreto refere-se à dificuldade em conhecer com exatidão a área que deve ser utilizada para calcular a resistividade do concreto, pois o caminho do fluxo pode não ser bem definido. Segundo este Autor, para medir a resistência de todo o volume do corpo-de-prova, é essencial que a corrente atravessasse toda a área do corpo-de-prova.

A Figura 2.9 apresenta as linhas de fluxo da corrente quando são utilizados eletrodos planos externos e barras metálicas embutidas. Neste último caso, a distribuição do fluxo indica que a resistência medida será da parte interna do corpo-de-prova e uma solução para calcular a resistividade elétrica é calcular a constante de célula utilizando-se um material de resistividade conhecida.



**Figura 2.9.** Linhas de fluxo da corrente: a) eletrodos embutidos e b) eletrodos externos (McCARTER et al., 1981)

Além disso, gradientes de umidade no corpo-de-prova analisado também podem influenciar na resistividade elétrica obtida. Se há gradiente de umidade na região do concreto em contato com os eletrodos, podem surgir regiões menos resistivas que sirvam como caminhos preferenciais para a corrente.

d) Presença da armadura

A armadura do concreto é um material altamente condutivo e é possível que ela promova um caminho preferencial para a passagem da corrente caso esteja localizada nas proximidades do eletrodo. Para que este efeito seja minimizado, deve-se determinar o local da armadura utilizando-se equipamentos apropriados, e efetuar-se as medidas na região entre as barras ou perpendicularmente a elas.

Gowers & Millard apud Whiting & Nagi (2003), mostraram que a influência da armadura na resistividade só é significativa quando as medidas são realizadas diretamente na região das barras.

e) Camadas superficiais

Além das heterogeneidades locais ocasionadas por partículas de agregados, a resistividade da camada superficial pode diferir da resistividade do interior da peça de concreto. Gradientes de umidade provocados pela secagem ou pela ocorrência de chuvas, maior porosidade do concreto na região superficial ocasionada pela exsudação ou pela deficiência do processo de cura, e, até mesmo, carbonatação do concreto influenciarão as medidas da resistividade elétrica.

De acordo com Millard (1991), o efeito das camadas superficiais de baixa resistividade é bastante diferente do efeito das camadas de alta resistividade. Segundo este Autor, as camadas superficiais de baixa resistividade influem significativamente nas medidas de resistividade mesmo quando estas são muito finas.

Whiting & Nagi (2003) afirmam que, quando a resistividade elétrica da camada superficial é mais alta do que a resistividade do concreto subjacente, como no caso de uma camada carbonatada, o erro na medida da resistividade do concreto é pequeno.

## **2.4 PREVISÃO DA VIDA ÚTIL DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO POR MEIO DA RESISTIVIDADE ELÉTRICA**

Conforme discutido anteriormente, a resistividade é um parâmetro intimamente relacionado às características microestruturais do concreto e apresenta grande sensibilidade a fatores que indicam a sua resistência à penetração de substâncias líquidas ou gasosas. Desta forma, é um parâmetro que abrange propriedades fundamentais relacionadas à durabilidade das estruturas de concreto armado.

Alguns autores têm relacionado a resistividade elétrica do concreto ao processo de penetração do agente agressivo no concreto, ao risco de corrosão das armaduras e à velocidade do processo de corrosão (ANDRADE, 1998; POLDER, 2001; MORRIS, 2004 E ANDRADE, 2004).

Segundo Polder (2001), a resistividade é uma propriedade relacionada às fases principais da vida útil de uma estrutura: o período de iniciação e o período de propagação da corrosão. De acordo com Andrade (2004), no período de iniciação, a resistividade elétrica está associada ao processo de transporte do agente agressivo no interior do concreto e, no período de propagação, é um indicador do grau de umidade presente nos poros e, portanto, possui uma relação com a velocidade de corrosão.

Andrade et al. (2002) confirmaram que o grau de saturação do concreto pode ser bem representado pela sua resistividade elétrica. Nos estudos desenvolvidos por estes Autores, este foi o parâmetro mais adequado para representar a velocidade de corrosão.

Devido à natureza eletroquímica do processo de corrosão, espera-se uma relação entre a resistividade do concreto e a velocidade de corrosão do aço após a despassivação, já que a mobilidade iônica entre as regiões anódica e catódica é um fator de controle da velocidade com que as reações irão se processar. Ahmad (2003) afirma que a alta resistividade elétrica do concreto restringe a velocidade de corrosão, pois reduz o fluxo da corrente elétrica formada no processo de corrosão. Autores como Alonso et al. (1988) e Glass apud Polder (2001) apresentaram uma relação inversamente proporcional entre a velocidade de corrosão e a resistividade do concreto.



Segundo o critério de avaliação da resistividade proposto FIP - CEB 192, a probabilidade de corrosão das armaduras é desprezível em concretos com resistividade superior a 20 k $\Omega$ .cm, baixa entre 10 k $\Omega$ .cm e 20 k $\Omega$ .cm, alta entre 5 k $\Omega$ .cm e 10 k $\Omega$ .cm e muito alta em concretos com resistividade inferior a 5 k $\Omega$ .cm.

Em uma proposta de metodologia para o cálculo da vida útil de estruturas de concreto, Andrade (1998) afirmou que, assumindo-se uma espessura de cobrimento de concreto de acordo com as normas atuais, a resistividade elétrica pode ser considerada como o parâmetro que define a resistência do concreto às ações do ambiente no qual está exposto. A resistividade elétrica foi escolhida devido à facilidade de medida e a sua correlação com as características dos poros do concreto e com a difusividade iônica.

Andrade (1998) sugeriu valores mínimos de resistividade em função da agressividade do ambiente. Neste trabalho, foram apresentadas duas classes ambientais referentes à carbonatação e três faixas de classificação associadas aos ambientes com cloretos, conforme mostrado na Tabela 2.1. Os resultados referem-se à resistividade medida aos 28 dias.

**Tabela 2.1.** Resistividade mínima requerida em função do tipo de ataque e da classe de exposição (ANDRADE, 1998)

Tipo de ataque	Carbonatação			Cloreto	
	Estruturas internas ou protegidas da chuva	Estruturas externas não-saturadas	Estruturas expostas à atmosfera	Estruturas submersas	Estruturas na região de maré
Classes					
Resistividade mínima requerida ( $\Omega$ .cm)	1.000	5.000	10.000	15.000	20.000

Em um trabalho subsequente, Andrade (2004) propôs um modelo de previsão da vida útil de estruturas de concreto utilizando-se a resistividade como parâmetro para o cálculo dos períodos de iniciação e de propagação. Este modelo se baseia na Lei de Einstein que correlaciona a resistência elétrica ou a condutividade do concreto ao seu coeficiente de difusão. As seções subsequentes apresentam a formulação proposta por este modelo.

#### 2.4.1 Cálculo do período de iniciação

No cálculo do período de iniciação considera-se que a penetração dos agentes agressivos no concreto ocorre por difusão. Através da Lei de Einstein, Equação (2.23), a resistividade do concreto pode ser correlacionada com a sua difusividade (ANDRADE, 2004).

$$D_e = \frac{k}{\rho_{es}} = k \cdot \sigma \quad (2.23)$$

Onde  $D_e$  é o coeficiente de difusão efetivo ou estacionário,  $k$  é uma constante relacionada às condições de exposição,  $\rho_{es}$  é a resistividade do concreto aos 28 dias, a 25°C, saturado e  $\sigma$  é a condutividade, o inverso da resistividade.

A Lei de Einstein, no entanto, não considera a reação das substâncias ou agentes agressivos que penetram no concreto a suas fases sólidas. Assim, no modelo proposto, um novo fator é incorporado à Equação (2.23), o fator de reação ( $r$ ), ou fator de retardo, para representar o retardo na penetração iônica devido à interação das substâncias ou agentes agressivos às fases sólidas do concreto. A equação passa a ser a seguinte:

$$D_a = \frac{k}{\rho_{es} \cdot r} \quad (2.24)$$

Onde  $D_a$  é o coeficiente de difusão aparente ou não-estacionário.

No caso de estruturas expostas à penetração de cloretos, o fator de reação ( $r_{cl}$ ) irá considerar a fixação dos íons cloreto por reação com o  $C_3A$  e por adsorção ao C-S-H e, no caso da carbonatação, o fator de reação ( $r_{CO_2}$ ) levará em consideração a porção de  $CO_2$  que reagirá com os compostos alcalinos.

Assumindo-se que a relação entre a difusividade e a profundidade de penetração do agente agressivo é a raiz quadrada do tempo, a Lei de Einstein pode ser escrita da seguinte forma (ANDRADE, 2004):

$$x_i = k \sqrt{(D_a \cdot t)} \quad (2.25)$$

Onde  $D_a$  é o coeficiente de difusão aparente ou não-estacionário e  $x_i$  é a profundidade de penetração do agente agressivo.

Substituindo-se a Equação (2.24) na Equação (2.25), obtém-se a equação seguinte por meio da qual é possível calcular o período de iniciação.

$$t_i = \frac{x^2 \rho_{es} r}{k} \quad (2.26)$$

Onde,  $t_i$  é o período de iniciação (ano),  $x$  é a profundidade de penetração do agente agressivo ou espessura de cobrimento (mm),  $\rho_{es}$  é a resistividade do concreto saturado, aos 28 dias, a 25°C ( $\Omega \cdot m$ ),  $r$  é o fator de reação e  $k$  é o fator que representa a concentração do agente agressivo no ambiente de exposição ( $\Omega \cdot cm^3/ano$ ).

#### 2.4.2 Cálculo do período de propagação

Segundo Alonso (1988), após o início da corrosão, a relação entre a velocidade de corrosão e a resistividade elétrica é dada pela Equação (2.27).

$$V_{corr} = \frac{k_{corr}}{\rho_{ef}} \quad (2.27)$$

Onde  $k_{corr}$  é uma constante ( $3 \times 10^4 \mu A/cm^2 \cdot k\Omega \cdot cm$ ) e  $\rho_{ef}$  é a resistividade efetiva.

A resistividade efetiva ( $\rho_{ef}$ ) é aquela apresentada pelo concreto no seu atual grau de saturação. Desta forma, Andrade (2004) propõe que, na previsão da vida útil, o cálculo do período de propagação considere a média anual do grau de saturação do concreto para cada classe de exposição.

O período de propagação ( $t_p$ ) pode ser calculado por meio da Equação (2.28) e, substituindo-se a Equação (2.27) na Equação (2.28), obtém-se o período de propagação em função da resistividade elétrica, conforme mostrado na Equação (2.29) (Andrade, 2004).

$$t_p = \frac{P_x}{V_{corr}} \quad (2.28)$$

$$t_p = \frac{P_x \cdot \rho_{ef}}{k_{corr}} \quad (2.29)$$

Onde  $P_x$  é o limite estabelecido para corrosão (perda de diâmetro da barra ou aumento da profundidade do pite).

### **3. PROJETO EXPERIMENTAL**

A duração do período de iniciação da corrosão em estruturas submetidas à ação de cloretos está relacionada à penetração destes íons através da rede de poros do concreto. Esta penetração está intimamente relacionada à absorção do concreto e à sua difusividade iônica, que são determinadas pelas características dos poros do concreto e da solução aquosa neles presente.

Para analisar a viabilidade de utilização da resistividade elétrica do concreto como um parâmetro indicativo da iniciação da corrosão em estruturas de concreto armado, o procedimento experimental adotado no presente trabalho foi dividido em duas etapas: a primeira com o objetivo de avaliar a influência das características microestruturais do concreto e da concentração de íons cloreto livres na sua resistividade elétrica, e a segunda com o intuito de avaliar a relação entre a resistividade elétrica do concreto e a sua absorção, a difusividade iônica apresentada e o período de iniciação obtido por meio de condições aceleradas de corrosão.

A caracterização das misturas de concreto analisadas foi feita por meio dos ensaios de resistência à compressão e porosimetria por intrusão de mercúrio. Na primeira etapa, mediu-se a resistividade elétrica de misturas de concreto contaminadas por cloretos e isentas destes íons. Na segunda etapa, os ensaios de absorção por imersão, absorção capilar, migração de cloretos e o ensaio acelerado de corrosão em ambientes contaminados por cloretos foram utilizados.

#### **3.1 DEFINIÇÃO DAS VARIÁVEIS**

A resistividade do concreto é um parâmetro relacionado à sua microestrutura que é fortemente influenciada pela composição química do cimento, proporção dos materiais na mistura, relação água/cimento, tipo e proporção de adições minerais e de aditivos utilizados e da evolução do processo de hidratação.

Devido às alterações na estrutura interna das pastas provocadas pela redução da relação água/aglomerante e da utilização de adições minerais, no presente projeto experimental, foram utilizadas duas relações água/aglomerante distintas e optou-se pela utilização da sílica ativa como adição mineral.

As relações água/aglomerante empregadas foram 0,4 e 0,5. A proposta inicial do trabalho foi utilizar relações água/aglomerante 0,4 e 0,6, para utilizar uma relação água/aglomerante baixa e outra alta. Porém, durante a fase de ajuste dos traços, a relação água/aglomerante 0,6 foi descartada, pois as misturas apresentaram abatimento bastante elevado e optou-se utilizar a relação água/aglomerante 0,5.

A sílica ativa foi utilizada por ser uma adição cuja ação no refinamento dos poros do concreto foi comprovada em diversos trabalhos (GOLDMAN & BENTUR, 1993; DETWILER & METHA, 1989 e GOLDMAN & BENTUR, 1989). O percentual de adição mineral utilizado foi definido com base nos teores considerados ótimos pela literatura (CARASEK & CASCUDO apud FERREIRA, 2003) e utilizados em pesquisas anteriores (FERREIRA, 2003; HASSON, 2000; DETWILER & MEHTA, 1989; GOLDMAN & BENTUR, 1989).

### **3.1.1 1ª Etapa**

A análise da influência das características microestruturais do concreto na sua resistividade elétrica foi feita utilizando misturas com diferentes relações água/aglomerante e teores de adição distintos. Para avaliar a influência da concentração de íons cloreto livres presentes no concreto foram adicionados à água de amassamento diferentes teores de cloreto de sódio (NaCl) em relação à massa de cimento, similares aos observados em estruturas de concreto expostas a ambientes marinhos.

Nesta etapa do trabalho, as misturas de concreto utilizadas tiveram seus traços definidos com as seguintes variáveis independentes:

- Relação água/aglomerante (0,4 e 0,5);
- Porcentagem de adição mineral (referência e 10% de sílica ativa);
- Teor de cloreto adicionado à água de amassamento (0%; 0,4% e 1,0% de cloreto em relação à massa de cimento).

Foram efetuadas medidas da resistividade elétrica das amostras de concreto contaminadas com cloreto aos 3, 7, 28, 63 e 91 dias após a moldagem e os resultados foram comparados com os obtidos no concreto de referência nas mesmas idades. Ao final do ensaio, a concentração de cloretos livres contidos nos corpos-de-prova de concreto utilizados foi determinada.

Desta forma, as variáveis dependentes obtidas nesta etapa do projeto foram:

- Resistividade elétrica do concreto aos 3, 7, 28, 63 e 91 dias;
- Concentração de cloreto livre.

### **3.1.2 2ª Etapa**

Esta etapa do trabalho envolveu a avaliação da relação entre a resistividade elétrica do concreto e fatores que influenciam a penetração dos íons cloreto no concreto (absorção e resistência à difusão iônica), bem como a correlação entre a resistividade e a duração do período de iniciação medido experimentalmente em ensaios acelerados de corrosão induzida por cloretos. As amostras de concreto analisadas no ensaio acelerado de corrosão constituíram-se em corpos-de-prova com armadura que possuíam espessuras de cobrimento de 1 cm e 2 cm.

As variáveis independentes foram as seguintes:

- Relação água/aglomerante (0,4 e 0,5);
- Porcentagem de adição mineral (referência; 10% de sílica ativa);
- Espessura de cobrimento de concreto (1 cm e 2 cm).

A absorção dos concretos analisados foi obtida por meio dos ensaios de absorção por imersão e absorção capilar. A difusividade iônica dos concretos em estudo foi expressa em termos dos seus coeficientes de difusão obtidos no estado estacionário e não-estacionário, calculados a partir dos resultados do ensaio de migração iônica. O período de iniciação de corrosão das armaduras foi obtido analisando a condição de passivação das armaduras imersas no concreto em função dos valores de potencial de corrosão apresentados.

Os resultados obtidos nesta etapa do projeto experimental foram utilizados para avaliar a viabilidade de utilização da metodologia proposta por Andrade (2004) para prever o período de iniciação de corrosão em estruturas de concreto armado. Neste modelo, a resistividade

elétrica do concreto saturado, medida aos 28 dias, é utilizada como parâmetro para a previsão a vida útil.

Desta forma, esta etapa possui as seguintes variáveis dependentes:

- Absorção total;
- Absorção capilar;
- Coeficiente de difusão no estado estacionário ( $D_s$ );
- Coeficiente de difusão no estado não-estacionário ( $D_{ns}$ );
- Potencial de corrosão ( $E_{corr}$ );
- Período de iniciação do processo de corrosão ( $t_i$ );
- Resistividade elétrica do concreto aos 28 dias ( $\rho_{es}$ ).

## 3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS

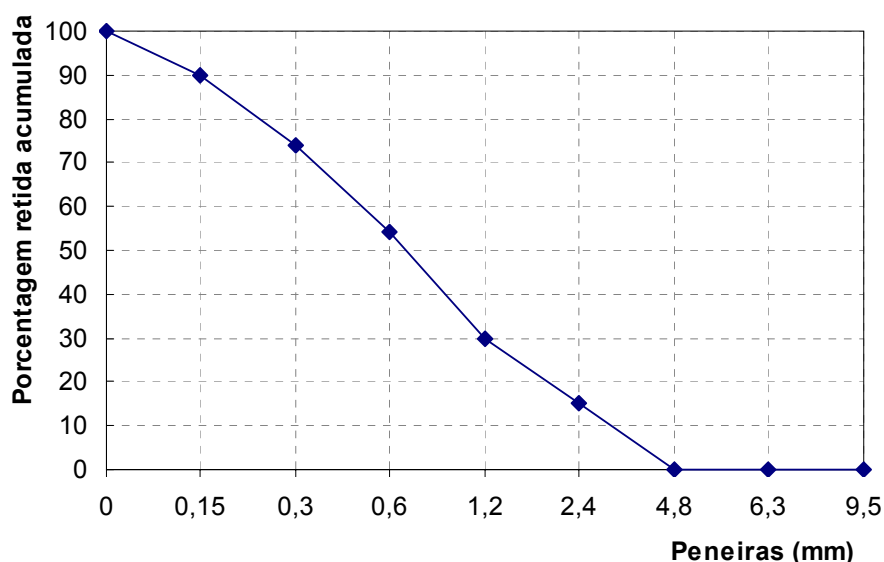
### 3.2.1 Areia

O agregado miúdo utilizado foi a areia proveniente do rio Corumbá, no Estado de Goiás. A caracterização deste material foi realizada no Laboratório de Ensaios de Materiais da UnB com exceção do ensaio de absorção de água, realizado no Centro Tecnológico em Engenharia Civil de FURNAS Centrais Elétricas S.A.

**Tabela 3.1.** Caracterização da areia

Ensaio	Norma	Resultado
Massa específica ( $\text{g/cm}^3$ )	NBR 9776:1987	2,63
Massa unitária no estado solto ( $\text{kg/dm}^3$ )	NBR 7251:1982	1,55
Massa unitária no estado compactado seco ( $\text{kg/dm}^3$ )	NBR 7810:1983	1,71
Absorção de água (%)	NBR 9777:1987	0,50
Granulometria	Dimensão máxima (mm)	4,80
	Módulo de finura	2,63

A Figura 3.1 apresenta a curva de distribuição granulométrica da areia que pode ser classificada como areia média (zona 3), conforme os limites determinados pela NBR 7211:1983.



**Figura 3.1.** Curva de distribuição granulométrica do agregado miúdo.

### 3.2.2 Agregado graúdo

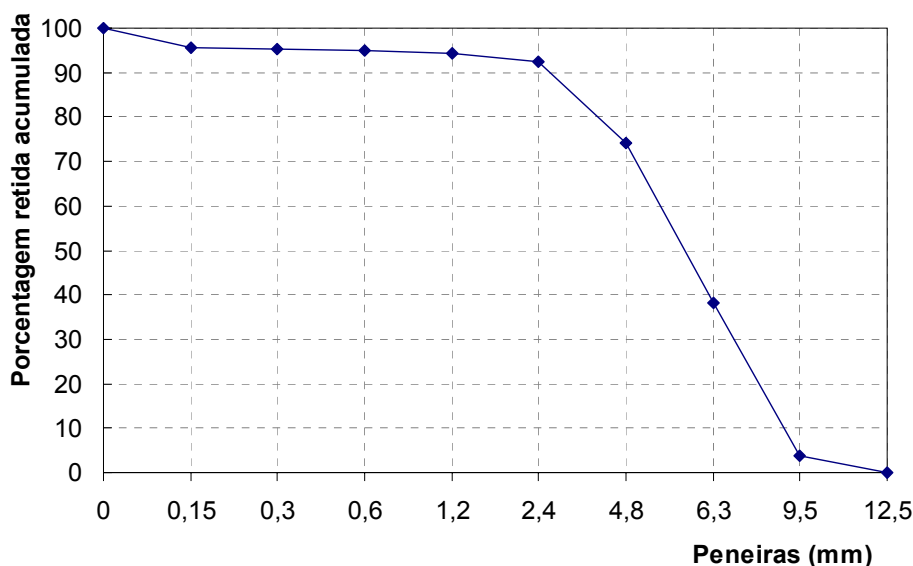
O agregado graúdo utilizado teve origem calcária e constituiu-se em um material comumente utilizado e comercializado na região. A dimensão máxima igual a 9,5 mm foi escolhida em função das dimensões dos corpos-de-prova a fim de reduzir as falhas de moldagem e proporcionar uma distribuição mais homogênea dos agregados no interior dos corpos-de-prova moldados.

A Tabela 3.2 apresenta a caracterização da brita utilizada. A curva de distribuição granulométrica é apresentada pela Figura 3.2. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Ensaios de Materiais da UnB.

**Tabela 3.2.** Caracterização da brita

Ensaio	Norma	Resultado
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	NBR 9937:1987	2,66
Granulometria	Dimensão máxima (mm)	9,50
	Módulo de finura (%)	3,94





**Figura 3.2.** Curva de distribuição granulométrica do agregado graúdo.

### 3.2.3 Sílica ativa

A sílica ativa (SA) utilizada neste trabalho foi da marca Silmix, fornecida pela Camargo Corrêa Industrial S.A.

Os ensaios para caracterização deste material foram realizados no Centro Tecnológico em Engenharia Civil de FURNAS Centrais Elétricas S.A. Os resultados encontram-se na Tabela 3.3.

**Tabela 3.3.** Caracterização da Sílica Ativa

Propriedades determinadas		Valores encontrados	
<b>Sílica Ativa</b>			
Análise física	Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,20	
	Diâmetro abaixo do qual se encontram 10% das partículas (µm):	4,98	
	Dimensão Média (µm):	14,99	
	Diâmetro abaixo do qual se encontram 90% das partículas (µm):	24,35	
Análise química (%)	Perda ao fogo	2,53	
	Óxido de magnésio (MgO)	0,45	
	Trióxido de enxofre (SO <sub>3</sub> )	0,00	
	Dióxido de silício (SiO <sub>2</sub> )	91,78	
	Óxido de ferro (FeO <sub>3</sub> )	0,25	
	Óxido de alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	0,14	
	Óxido de cálcio Total (CaO)	0,80	
	Alcalis totais	Óxido de sódio (Na <sub>2</sub> O)	0,19
		Óxido de potássio (K <sub>2</sub> O)	0,85
	Índice de atividade pozolânica com cimento		89,0

### 3.2.4 Cimento

O cimento utilizado neste programa experimental foi o cimento Portland composto com adição de filler calcário, classe 32 (CP II-F-32), produzido pela Cimento Ciplan. As caracterizações física, química e mecânica deste material estão apresentadas na Tabela 3.4.

**Tabela 3.4.** Caracterização do cimento

Propriedades Determinadas CP II F-32		Resultados
Massa Específica (g/cm <sup>3</sup> )		3,10
Finura	Resíduo na peneira 200 (75µm) (%)	2,9
	Resíduo na peneira 325 (45µm) (%)	12,0
	Área específica - Blaine (cm <sup>2</sup> /g)	4000
Tempo de pega	Início de Pega (h:min)	2:00
	Fim de Pega (h:min)	3:20
Água de Consistência – Pasta (%)		27,0
Resistência à Compressão (MPa)	3 dias	20,3
	7 dias	22,4
	28 dias	33,6
Componentes Químicos (%)	Perda ao fogo	4,88
	Resíduo insolúvel	11,8
	Dióxido de Silício (SiO <sub>2</sub> )	27,17
	Sulfato de cálcio	2,31
	Anidrido sulfúrico (SO <sub>3</sub> )	1,36
	Óxido de Cálcio livre (CaO)	2,27
	Óxido de Cálcio total (CaO)	49,46
	Óxido de Ferro (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	4,12
	Óxido de Sódio (Na <sub>2</sub> O)	0,31
	Óxido de Potássio (K <sub>2</sub> O)	0,78
	Óxido Magnésio (MgO)	5,68
Óxido de Alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	4,64	

Os ensaios de caracterização química e a análise granulométrica do cimento foram feitas no Centro Tecnológico em Engenharia Civil de FURNAS Centrais Elétricas S.A. Os demais ensaios foram realizados no Laboratório de Ensaios de Materiais da UnB.

### 3.2.5 Armadura

As armaduras destinadas aos ensaios acelerados de corrosão foram da classe CA-50 com 5 mm de diâmetro.

### **3.2.6 Aditivo**

O aditivo químico utilizado foi o superplastificante Conplast SP 430, aditivo líquido à base de Naftaleno Sulfonado produzido pela Fosroc S.A.

Este material apresentou teor de sólidos de 25,6%, medido conforme o procedimento descrito no Anexo A em ensaio realizado no Laboratório de Ensaio de Materiais da UnB. Segundo informações fornecidas pelo fabricante, o superplastificante apresentou massa específica 1,2 kg/dm<sup>3</sup> (a 20°C) e equivalente alcalino em Na<sub>2</sub>O igual a 72,0 g por litro de aditivo.

### **3.2.7 Água**

A água utilizada nesse programa experimental era potável, proveniente da rede de abastecimento fornecida pela Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal (CAESB).

## **3.3 DEFINIÇÃO DOS TRAÇOS E GRUPOS DE ENSAIO**

De acordo com as variáveis determinadas, foram produzidas 4 (quatro) misturas de concreto divididas em dois grupos com relações água/aglomerante distintas (0,4 e 0,5). Cada um destes grupos é composto por uma mistura de referência (sem adições) e outra contendo 10% de sílica ativa em substituição à massa de cimento.

Os traços foram definidos de forma que todas as misturas possuíssem o mesmo consumo de aglomerante, cerca de 532 kg/m<sup>3</sup>. A definição deste parâmetro decorre da influência da quantidade de cimento e de adições minerais na capacidade do concreto em fixar os íons cloreto.

Nas misturas de referência os materiais foram utilizados nas proporções: 1:1,54:1,53:0,4 e 1:1,50:1,30:0,5 (cimento: areia: brita: água). As misturas com sílica ativa seguiram a mesma proporção, substituindo-se 10% da massa de cimento pela adição mineral. É importante salientar que a alteração da proporção de agregado entre os traços pode trazer influências à zona de transição dos concretos analisados por alterar a extensão da superfície de contato entre a matriz de cimento e os agregados. Dentro deste aspecto, entre as misturas utilizadas

neste trabalho, a área superficial de contato matriz-agregado será maior nas misturas com relação água/aglomerante 0,4 por estas apresentarem maior teor de agregados.

Os traços foram definidos tendo como base misturas de concreto utilizadas por Silva et al. (2005) que foram experimentalmente ajustadas para atenderem às necessidades da presente pesquisa. As misturas de concreto utilizadas como referência por Silva et al. (2005) apresentavam proporção de mistura 1: 1,2: 1,8 (cimento:areia:brita) com relações água/aglomerante 0,4; 0,5 e 0,6 e teor de argamassa de 0,55. O agregado graúdo utilizado foi o mesmo utilizado na presente pesquisa.

Utilizou-se aditivo superplastificante na tentativa de evitar que as limitações da moldagem servissem como um parâmetro de interferência nos resultados obtidos. A dosagem deste material variou em função da relação a/agl, sendo utilizados 4,5 L/m<sup>3</sup> e 1,0 L/m<sup>3</sup> nos concretos dos grupos A e B, respectivamente.

Escolheu-se empregar o mesmo consumo de aditivo nos concretos de referência e com sílica ativa pertencentes a um mesmo grupo para, caso houvesse influência no aditivo, esta ocorresse da mesma maneira nas duas misturas. Por conseqüência, a trabalhabilidade das misturas não pode ser fixada e variou de 50 a 140 mm, de acordo com a composição e parâmetros de controle determinados. A Tabela 3.5 resume o consumo dos materiais e as características das misturas de concreto utilizadas.

**Tabela 3.5.** Consumo de materiais e característica das misturas de concreto utilizadas

GRUPO	A		B		
	Sílica Ativa	Referência	Sílica Ativa	Referência	
Traço (cim:areia:brita:água)	1:1,54:1,53:0,4		1:1,50:1,30:0,5		
Consumo dos materiais	Cimento (kg/m <sup>3</sup> )	478,9	532,1	479,4	532,6
	Areia (kg/m <sup>3</sup> )	819,5	819,5	798,9	798,9
	Brita (kg/m <sup>3</sup> )	814,2	814,2	692,4	692,4
	Água (kg/m <sup>3</sup> ) <sup>a</sup>	212,9	212,9	266,3	266,3
	Sílica Ativa (kg/m <sup>3</sup> )	53,2	-	53,3	-
	Aditivo (L/m <sup>3</sup> )	4,5	4,5	1,0	1,0
Característica das misturas	Relação água/aglomerante	0,4	0,4	0,5	0,5
	Relação água/cimento	0,44	0,40	0,56	0,50
	Argamassa seca (%)	62,4	62,4	65,8	65,8
	Água/materiais secos (%)	9,8	9,8	13,2	13,2
	Abatimento (mm)	50	70	70	140
	<b>Nomenclatura</b>	<b>SA - 0,4</b>	<b>P - 0,4</b>	<b>SA - 0,5</b>	<b>P - 0,5</b>

### 3.4 CORPOS-DE-PROVA

Neste projeto experimental foram utilizados corpos-de-prova prismáticos, destinados ao ensaio acelerado de corrosão por cloretos e às medidas de resistividade elétrica do concreto, e corpos-de-prova cilíndricos, utilizados nos ensaios de migração de cloretos, absorção capilar, absorção por imersão, porosimetria por intrusão de mercúrio e resistência à compressão axial.

Conforme as especificações da norma brasileira NBR 5738:1994, os corpos-de-prova cilíndricos foram moldados em forma metálica, adensados mecanicamente e desmoldados 24 horas após a moldagem. Os corpos-de-prova de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura foram adensados em apenas uma camada com o uso de um vibrador de imersão. Os demais foram adensados em mesa vibratória em apenas uma camada, no caso dos corpos-de-prova de 150 mm de diâmetro e 50 mm de altura, e em duas camadas, no caso daqueles com diâmetro igual a 50 mm e altura igual a 100 mm. Os corpos-de-prova prismáticos foram moldados em formas de madeira, adensados em mesa vibratória em duas camadas e desmoldados 48 horas após a moldagem.

Vale salientar que todos os corpos-de-prova moldados foram mantidos em câmara úmida no período que antecedeu a desmoldagem. Neste período, a superfície dos corpos-de-prova foi mantida coberta para evitar a troca de água com o ambiente.

A Tabela 3.6 apresenta de forma resumida a quantidade, a forma e as dimensões dos corpos-de-prova utilizados em cada tipo de ensaio para cada traço produzido.

**Tabela 3.6.** Corpos-de-prova utilizados em cada ensaio para cada traço produzido.

ENSAIOS	Prismático	Cilíndrico		
	(45x 70x 90) mm <sup>3</sup>	ø = 50 mm h = 100 mm	ø = 100 mm h = 200 mm	ø = 150 mm h = 50 mm
Corrosão acelerada	4 <sup>a</sup>	-	-	-
Migração de cloretos	-	-	2	-
Absorção capilar	-	-	-	5
Absorção por imersão	-	-	3	-
Porosimetria por intrusão de mercúrio	-	5	-	-
Resistividade elétrica	4	-	-	-
Resistência à compressão	-	-	3	-

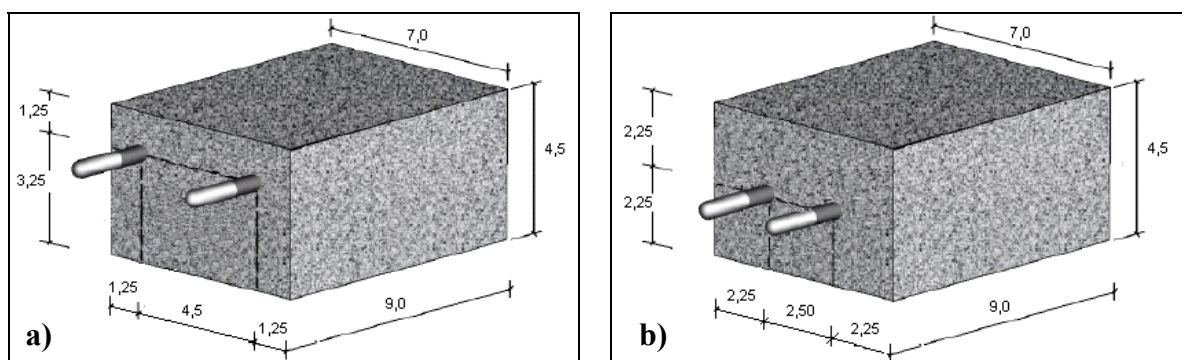
<sup>a</sup> corpos-de-prova com armadura (10 mm e 20 mm de espessura de cobrimento)

### 3.4.1 Ensaio acelerado de corrosão por ação de cloretos

Os corpos-de-prova utilizados para a determinação do período de iniciação do processo de corrosão em ensaio acelerado foram semelhantes aos corpos-de-prova desenvolvidos por Machado (1998) e utilizados por Pessôa (2002), Costa Filho (2005) e Neves (2005) em pesquisas anteriores. Estes possuíam a forma prismática, com dimensões de 45 mm x 70 mm x 90 mm, e continham duas barras de aço com espessuras de cobrimento de 1 cm ou 2 cm.

Conforme estudos desenvolvidos anteriormente (Costa Filho, 2005; Neves, 2005), foram moldados 4 (quatro) corpos-de-prova para cada mistura para serem utilizados nos ensaios acelerados de corrosão. Desta forma, foram 16 (dezesesseis) os corpos-de-prova utilizados no ensaio acelerado de corrosão. Dos quatro corpos-de-prova moldados para cada mistura, dois possuíam armadura com espessura de cobrimento de 1 cm e os outros dois com espessura de cobrimento de 2 cm.

A Figura 3.3 apresenta as dimensões dos corpos-de-prova utilizados e a disposição da armadura para cada cobrimento de concreto.



**Figura 3.3.** Dimensões dos corpos-de-prova utilizados no ensaio de corrosão e posicionamento das barras: a) com cobrimento de 1 cm e b) com cobrimento de 2 cm.

#### 3.4.1.1 Preparação e escolha das barras

As barras de aço utilizadas foram do tipo CA-50 com 5 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento.

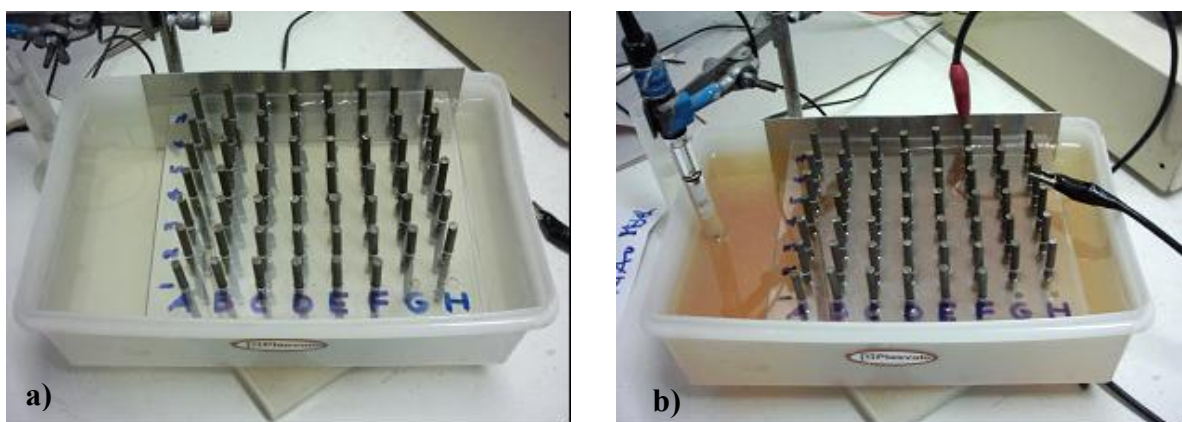
Em uma etapa anterior à moldagem, as barras de aço foram submetidas a um processo de limpeza para retirada do filme de óxidos presente em sua superfície. Este procedimento foi

adotado como uma tentativa de padronização da condição superficial inicial das barras utilizadas e foi desenvolvido conforme o procedimento utilizado por Bauer (1995), Pessoa (2002), Costa Filho (2005) e Neves (2005) segundo as recomendações da norma ASTM C-1152: 1992, conforme segue:

- Imersão da barra em uma solução de ácido clorídrico 1:1 com 3,5 g/L de hexametenotetramina por quinze minutos para a remoção dos óxidos presentes sem atacar o metal;
- Lavagem e escovação das barras em água corrente com a utilização de uma escova com cerdas plásticas para remoção final dos óxidos;
- Imersão das barras em acetona por dois minutos para retirada de elementos gordurosos e facilitar a evaporação da água;
- Secagem das barras com jato de ar quente.

As 32 barras utilizadas foram escolhidas a partir de uma avaliação inicial na qual, após o procedimento de limpeza, 54 barras tiveram o seu potencial de corrosão medido tendo como referência o eletrodo de calomelano saturado.

Para a realização destas medidas montou-se uma célula eletroquímica composta por: barras de aço, tomadas como eletrodo de trabalho, uma chapa de aço inoxidável, utilizada como contra-eletrodo, e um eletrodo de referência, o eletrodo de calomelano saturado. Como eletrólito foi utilizada uma solução aquosa de cloreto de sódio (NaCl) a uma concentração de 3% na qual todos os componentes da célula foram imersos. As barras de aço foram presas em duas placas de acrílico furadas posicionadas próximo ao fundo e à superfície do recipiente plástico que as continham (Figura 3.4.(a)).



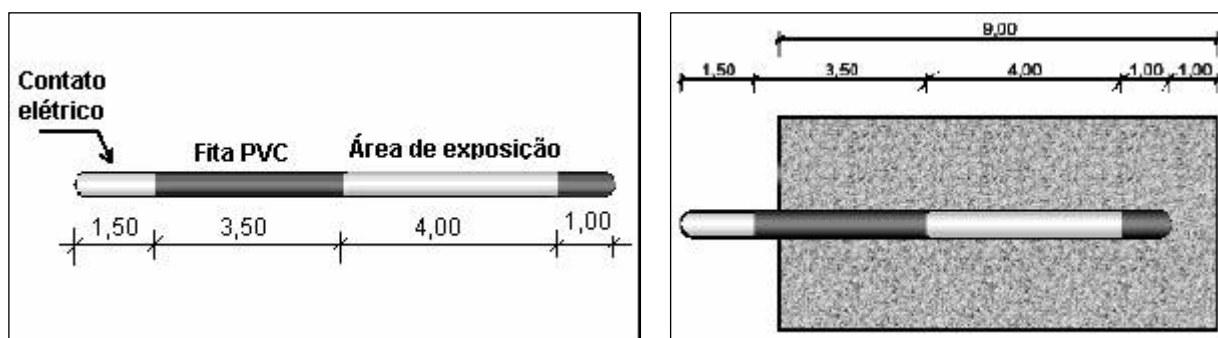
**Figura 3.4.** Célula eletroquímica montada para a medida do potencial de corrosão das barras de aço.

O contra-eletrodo foi posicionado na lateral do recipiente plástico de forma que parte dele permanecesse fora da solução aquosa.

As barras permaneceram imersas na solução (3% de NaCl) por 48 horas para que fosse formada na superfície o filme de óxidos resultantes do processo de corrosão. Após este período, o eletrodo de referência foi parcialmente imerso na solução aquosa e, conforme mostrado na Figura 3.4.(b) efetuou-se a medida do potencial das barras. As leituras do potencial de corrosão foram feitas utilizando o potenciostato desenvolvido pelo Laboratório de Ensaio de Materiais da UnB em conjunto com o Departamento de Engenharia Elétrica (Montalvão, 1992).

Esse procedimento objetivou detectar irregularidades e não-uniformidades nas barras que pudessem provocar comportamentos diferenciados quando estas fossem submetidas a um processo corrosivo. Desta forma, as barras escolhidas foram aquelas cujos potenciais medidos diferiram no máximo 5% do valor médio obtido.

As 32 barras escolhidas foram novamente submetidas ao procedimento de limpeza citado anteriormente e pesadas em uma balança analítica com precisão de 0,0001 g. Em seguida, fez-se a delimitação com fita isolante da área na barra a ser exposta ao ataque do agente agressivo equivalente a 6,28 cm<sup>2</sup>, como pode ser visto na Figura 3.5(a).



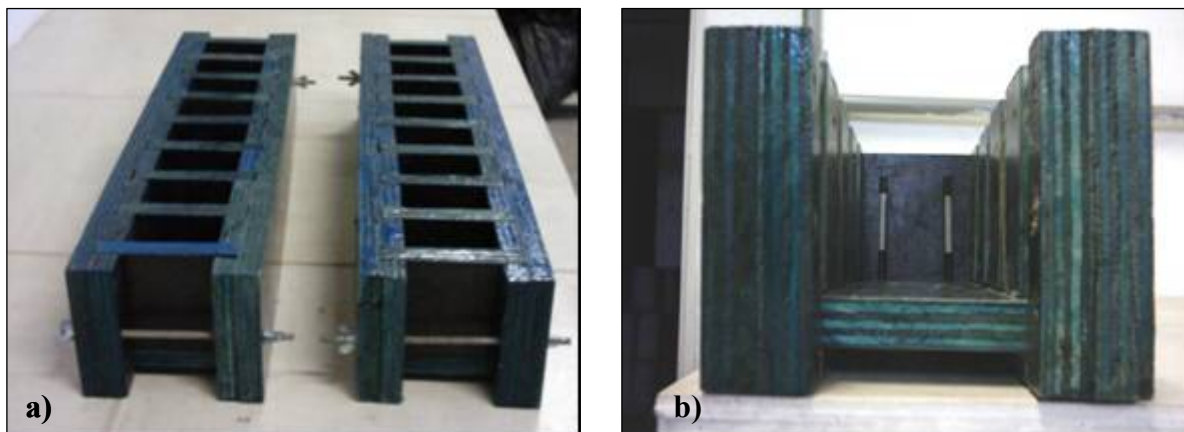
**Figura 3.5.** a) Esquema da delimitação da área de exposição da barra; b) Posicionamento da barra no corpo-de-prova (PESSÔA, 2002).

As barras foram posicionadas de forma que a área exposta se localizasse na região central dos corpos-de-prova como pode ser visto na Figura 3.5(b).



### 3.4.1.2 Moldagem e cura dos corpos-de-prova para ensaios de corrosão

Os corpos-de-prova foram moldados em formas de madeira compensada plastificada conforme mostrado na Figura 3.6(a).

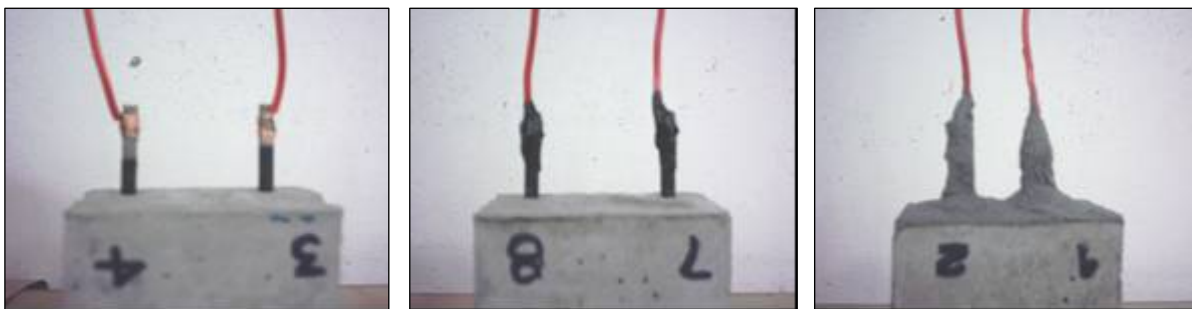


**Figura 3.6.** a) Formas de madeira utilizadas para a moldagem dos corpos-de-prova prismáticos; b) Vista das armaduras posicionadas na forma antes da concretagem.

As formas de madeira foram desenvolvidas por Machado (1998) e garantem o posicionamento correto das barras para que sejam obtidas as espessuras de cobertura desejadas (Figura 3.6(b)). As formas utilizadas também minimizam o efeito da exsudação do concreto nos resultados dos ensaios pois posiciona a área de exposição da barra fora da região de exsudação.

Os corpos-de-prova foram moldados em duas camadas adensadas com o uso da mesa vibratória. Durante as primeiras 48 horas após a moldagem, os corpos-de-prova foram mantidos em câmara úmida cobertos com material impermeável para evitar a troca de água com o ambiente. Somente após este período, os corpos-de-prova foram desmoldados.

Logo após a desmoldagem, fios flexíveis foram conectados às barras (Figura 3.7(a)), envolvidos em fita isolante (Figura 3.7(b)), para a realização das medidas eletroquímicas). Em seguida, a face superior dos corpos-de-prova foi revestida com resina epóxi (Figura 3.7(c)) para garantir a proteção da parte externa das barras e para a delimitação da superfície de exposição do concreto ao ambiente contaminado.



**Figura 3.7.** a) Conexão dos fios de cobre para a realização de medidas eletroquímicas; b) Isolamento com fita; c) Revestimento com resina epóxi.

Após a preparação dos corpos-de-prova, estes foram mantidos em câmara úmida por 7 dias e em seguida foram armazenados em ambiente de laboratório até o início do ensaio acelerado de corrosão.

### 3.4.2 Ensaio de migração de cloretos

Os corpos-de-prova moldados para o ensaio de migração de cloretos possuíram a forma cilíndrica com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, moldados em forma metálica segundo a norma brasileira NBR 5738:1994 e mantidos em câmara úmida até o período de realização do ensaio.

Buscou-se trabalhar com amostras pouco espessas para reduzir o tempo total do ensaio observando, porém, uma recomendação feita por McGrath apud Stanish et al. (2000) que alerta para a possível formação de um caminho preferencial através da zona de transição quando o tamanho do agregado é comparável à espessura da amostra. Segundo este Autor, para evitar que isso aconteça, a espessura da amostra utilizada em ensaios de migração deve ser maior do que a dimensão máxima do agregado graúdo. Desta forma, no presente projeto experimental, foram utilizadas amostras de 15 mm de espessura para a realização do ensaio de migração já que foi 9,5 mm a dimensão máxima do agregado graúdo utilizado.

As amostras possuíam 100 mm de diâmetro e foram cortadas da região central dos corpos-de-prova para evitar heterogeneidades. Foram utilizadas 2 (duas) amostras para cada tipo de mistura o que resultou em um total de 8 (oito) amostras analisadas. Depois de cortados, os corpos-de-prova tiveram a sua superfície lateral selada com resina epóxi e a área de exposição delimitada com este mesmo material (Figura 3.8).



**Figura 3.8.** Corpo-de-prova utilizado no ensaio de migração de cloretos

### **3.4.3 Ensaio para a medida da resistividade elétrica do concreto**

Os corpos-de-prova destinados à medida da resistividade elétrica foram produzidos com diferentes teores cloreto: 0% (mistura de referência), 0,4% e 1,0% (em relação à massa de cimento). A adição de cloretos foi feita por meio da adição de cloreto de sódio (NaCl) na água de amassamento. A mistura utilizada como referência foi aquela produzida sem adição de cloretos.

Foram produzidos 12 (doze) corpos-de-prova para cada tipo de mistura (4 para cada teor de cloreto e 4 utilizados como referência). Estes foram moldados nas formas prismáticas mostradas na Figura 3.6(a) com dimensões de 45 mm x 70 mm x 90 mm.

Os corpos-de-prova foram mantidos em câmara úmida durante todo o período de teste para que fosse atingida a saturação, estabelecida como condição necessária à realização do ensaio.

### **3.4.4 Porosimetria por intrusão de mercúrio**

Os corpos-de-prova destinados ao ensaio de porosimetria foram corpos-de-prova cilíndricos com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura.

Para a realização do ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio foram utilizadas 3 (três) amostras de cada mistura de concreto, retiradas do terço médio interno de um mesmo corpo-de-prova. As amostras apresentaram a forma prismática com dimensões inferiores a 6 mm x 6 mm x 30 mm e foram cortadas a seco com o uso de um disco de serra diamantado.

Após o corte, as amostras foram submetidas à secagem em estufa ventilada a 50°C por 6 horas, mantidas em dessecador até que entrassem em equilíbrio de temperatura com o ambiente e, em seguida, imersas em acetona P.A. por 3 (três) dias para que o processo de hidratação fosse paralisado. Após esse período as amostras foram mantidas em estufa a temperatura de 50°C durante 24 horas e, por fim, estocadas em dessecador até a realização dos ensaios.

O ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio foi realizado em amostras com 3, 7, 28, 63 e 91 dias de cura úmida.

### 3.4.5 Absorção capilar

Os corpos-de-prova utilizados no ensaio de absorção capilar seguiram as recomendações da Norma RILEM TC 116 – PCD (RILEM, 1999). Foram moldados 20 (vinte) corpos-de-prova, 5 (cinco) por cada mistura.

Os corpos-de-prova foram moldados em forma de disco circular com diâmetro de 150 mm e espessura de 50 mm utilizando formas metálicas. As formas utilizadas foram as de 150 mm de diâmetro e altura de 300 mm adaptadas de forma que a altura dos corpos-de-prova moldados fosse a especificada (Figura 3.9(a)). A moldagem foi feita em uma única camada com adensamento em mesa vibratória.



**Figura 3.9.** Formas utilizadas no ensaio de absorção capilar.

Conforme a recomendação da norma, nenhum óleo ou agente desmoldante deveria ser usado no fundo da forma durante a moldagem, portanto, para facilitar a desmoldagem, o fundo da forma foi coberto com plástico colante e o desmoldante foi utilizado somente nas laterais (Figura 3.9(b)).

Durante as primeiras 24 horas após a moldagem, os corpos-de-prova foram mantidos em câmara úmida com a superfície coberta e, em seguida, foram desmoldados e submetidos ao processo de cura em câmara úmida.

### **3.4.6 Outros ensaios**

Os corpos-de-prova utilizados para os ensaios de absorção por imersão e resistência à compressão foram cilíndricos com diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm, moldados conforme a NBR 5738:1994.

Foram utilizados 24 (vinte e quatro) corpos-de-prova, 6 (seis) para cada mistura, sendo 3 (três) deles para o ensaio de absorção por imersão e 3 (três) para o ensaio de resistência à compressão.

Os corpos-de-prova foram desmoldados 24 horas após a moldagem e foram mantidos em processo de cura até a realização dos ensaios.

## **3.5 METODOLOGIA DOS ENSAIOS**

### **3.5.1 Caracterização do concreto**

#### **3.5.1.1 Resistência à compressão**

Os ensaios de resistência à compressão seguiram os procedimentos indicados pela norma brasileira NBR 7215:1996 utilizando-se, porém, três corpos-de-prova para cada traço estudado. Foram verificadas as resistências dos grupos de ensaio para a idade de 28 dias de moldagem.

#### **3.5.1.2 Porosimetria por intrusão de mercúrio**

O ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio caracteriza o espectro de dimensões de poros da pasta de cimento, argamassas e concretos por meio da penetração sob pressão de um líquido não-molhante nos poros do material. Esta técnica é aplicável à medida de poros na faixa de 0,003  $\mu\text{m}$  a 400  $\mu\text{m}$  sendo mais apropriada para a faixa de 0,1  $\mu\text{m}$  a 100  $\mu\text{m}$ , segundo a BS 7591:1992 (PAES, 2004).

Neste ensaio, injeta-se mercúrio sob pressão crescente na amostra previamente seca e submetida a vácuo e mede-se o volume do líquido penetrante em função da pressão aplicada. O diâmetro dos poros é obtido a partir da equação de Washburn, Equação (3.7), que relaciona a pressão de intrusão com o raio do poro que é intrudido pelo mercúrio a uma dada pressão.

$$r = \frac{-2\gamma \cos\theta}{P} \quad (3.1)$$

Onde,  $r$  = raio do poro;

$\gamma$  = tensão superficial do líquido (=  $485 \times 10^{-3}$  N/m)

$\theta$  = ângulo de contato entre o líquido e a superfície;

$P$  = pressão hidrostática da coluna de mercúrio na cápsula da amostra (MPa).

Durante a intrusão do mercúrio, primeiramente são preenchidos os poros maiores, iniciando-se pelos poros da região superficial da amostra. À medida que a pressão de intrusão aumenta, poros com diâmetros cada vez menores são preenchidos.

Nesta técnica, assume-se que os poros são cilíndricos e independentes uns dos outros, compondo um conjunto de poros paralelos conectados individualmente à superfície do material. Desta forma, este ensaio desconsidera a conectividade dos poros e não avalia o volume de poros fechados, isolados da superfície externa.

O ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio foi realizado pelo Laboratório de Materiais de Construção da Universidade do Vale do Rio dos Sinos (Unisinos). As amostras utilizadas no ensaio foram preparadas no Laboratório de Ensaio de Materiais da Universidade de Brasília (item 3.4.4) e foram apenas submetidas à secagem a  $(105 \pm 5)^\circ\text{C}$  por 24 horas e ao posterior resfriamento em dessecador antes da execução dos ensaios no Laboratório de Materiais de Construção da Unisinos.

O equipamento utilizado foi um porosímetro de mercúrio da marca Quantachrome, modelo Poremaster 33, capaz de medir poros de diâmetros entre  $426 \mu\text{m}$  e  $0,0064 \mu\text{m}$ . A taxa de intrusão de mercúrio nas amostras foi de  $106,7 \text{ psi}/\mu\text{m}$  em um ângulo de contato de  $140^\circ$  e tensão superficial de  $480 \text{ erg}/\text{cm}^2$ .

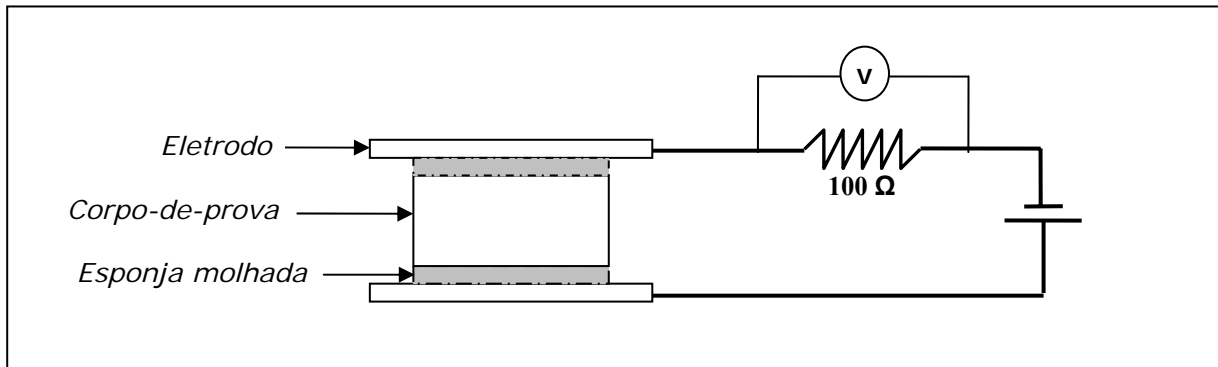
### 3.5.2 Projeto experimental – 1ª etapa

#### 3.5.2.1 Resistividade elétrica do concreto

A resistividade elétrica do concreto foi calculada a partir dos valores de resistência elétrica (R) dos corpos-de-prova prismáticos (45 mm x 70 mm x 90 mm) em condição saturada. As medidas da resistividade foi feita utilizando eletrodos posicionados externamente, em faces opostas dos corpos-de-prova. De acordo com Polder (2001), a verdadeira resistividade de um material pode ser medida utilizando dois eletrodos externos ou pelo método dos quatro eletrodos, caso sejam efetuadas as calibrações necessárias. No primeiro caso, a resistividade medida é dita volumétrica e, no segundo, superficial. No presente projeto experimental, optou-se pela medida da resistividade volumétrica por ser esta medida mais apropriada à caracterização dos concretos analisados.

O princípio de medida da resistência elétrica consistiu na aplicação de uma diferença de potencial de 4,0 volts entre os dois eletrodos colocados em faces opostas do corpo-de-prova e na medida da corrente gerada entre eles. A fonte utilizada foi de corrente alternada com ondas senoidais e frequência de 1 kHz.

Como os sistemas para a leitura de correntes pequenas como as obtidas nesse ensaio (de 0,7 mA a 20 mA) não estavam disponíveis para a utilização, optou-se utilizar um sistema de medida de tensão composto por um resistor de referência de 100  $\Omega$  acoplado em série com o corpo-de-prova, conforme a Figura 3.10. Para que a corrente fosse calculada, mediu-se a tensão no resistor (V) e, a partir da Lei de Ohm ( $V = R.I$ , onde I é a corrente e R é a resistência elétrica), pôde-se calcular a corrente que passava no resistor. Como o resistor estava em série com o corpo-de-prova, era a mesma a corrente que passava por eles.



**Figura 3.10.** Aparato utilizado no ensaio de resistividade elétrica.

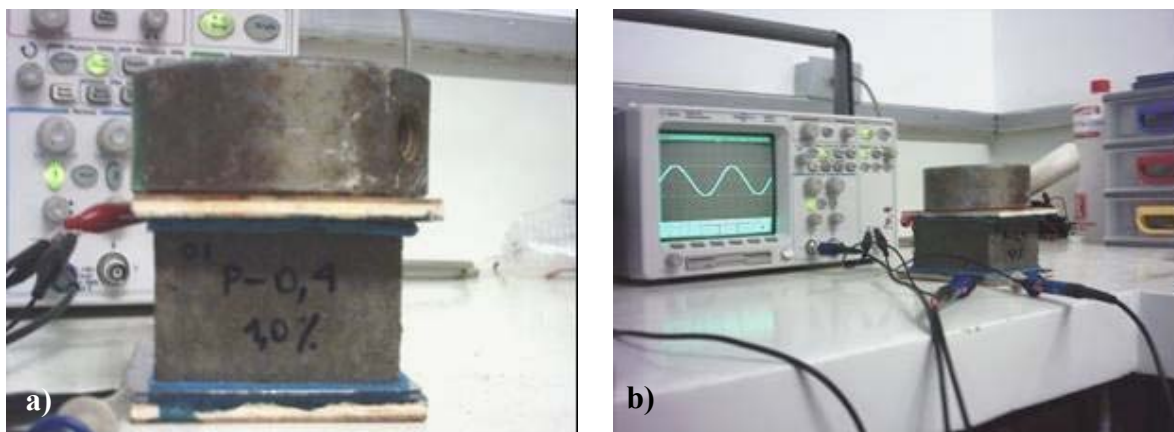
A tensão aplicada pela fonte foi ajustada de tal forma que a diferença entre esta e a tensão lida no resistor fosse igual a 4,0 volts, tensão aplicada no corpo-de-prova.

Como pode ser visto na Figura 3.10, os eletrodos, chapas de aço inoxidável, foram posicionados em faces opostas dos corpos-de-prova. O contato entre o corpo-de-prova e os eletrodos foi feito por meio de esponjas molhadas colocadas entre eles. Este material tem sido utilizado em pesquisas recentes em lugar dos materiais utilizados antigamente para promover o contato entre amostras e eletrodos (grafite e pasta de cimento no estado fresco) como é o caso do trabalho desenvolvido por Castellote et al. (2001).

Elkey & Sellevold apud Whiting & Nagi (2003) notaram que a intensidade da força aplicada para manter os eletrodos unidos ao corpo-de-prova pode influenciar no resultado obtido. Apesar disso, não há na literatura uma padronização da intensidade da força a ser aplicada nos ensaios para a medida da resistividade.

Neste trabalho, a intensidade da força utilizada para unir os eletrodos foi padronizada em todas as medidas por meio da utilização de uma massa de aproximadamente 2,0 kg colocada sobre o conjunto (corpo-de-prova/eletrodos) no momento da medida, conforme pode ser visto na Figura 3.11(a).





**Figura 3.11.** Medida da resistividade elétrica: a) vista do corpo-de-prova na ocasião da medida; b) equipamento utilizado para as medidas.

Os corpos-de-prova utilizados neste ensaio foram mantidos em câmara úmida até a realização das medidas, quando se fez a remoção da camada de água presente na sua superfície com o uso de um papel absorvente.

O aparato (Figura 3.11(b)) montado para a realização deste ensaio foi desenvolvido com o auxílio do Departamento de Engenharia Elétrica da Universidade de Brasília e as leituras foram feitas utilizando-se um osciloscópio da marca Agilent.

A resistência elétrica ( $R$ ) de cada corpo-de-prova foi calculada com uso da Lei de Ohm, Equação (3.8), a partir da tensão aplicada no corpo-de-prova ( $V$ ) e da intensidade de corrente ( $I$ ) que o atravessava.

$$R = \frac{V}{I} \quad (3.2)$$

A resistividade do concreto foi obtida levando em consideração as dimensões do corpo-de-prova segundo a seguinte equação:

$$\rho = R \cdot \frac{A}{L} \quad (3.3)$$

Onde,  $\rho$  = resistividade elétrica do concreto ( $\Omega \cdot \text{cm}$ );  
 $R$  = resistência de elétrica do corpo-de-prova ( $\Omega$ );  
 $A$  = área da face do corpo-de-prova em contato com os eletrodos ( $\text{cm}^2$ );  
 $L$  = distância entre os eletrodos (cm)

### 3.5.2.2 Concentração de cloretos livres

Ao final do ensaio de resistividade elétrica (3.5.2.1), determinou-se a concentração de cloretos livres contidos nos corpos-de-prova de concreto utilizados para avaliar a influência da concentração de cloretos da solução aquosa dos poros na resistividade.

Para a obtenção das amostras utilizadas neste ensaio, os corpos-de-prova foram triturados manualmente e destorroados em almofariz sem a parcela do agregado graúdo. Em seguida, o material triturado (cerca de 30 g) foi peneirado na peneira nº 20 (850 µm) e submetido à secagem em estufa a 100°C por 2 horas.

A análise da concentração de cloretos presentes nas amostras foi feita utilizando-se o eletrodo de íon seletivo, conforme o procedimento descrito no anexo A, em amostras submetidas ao ataque com água, de acordo com os procedimentos descritos na norma ASTM C 1218:1992.

### 3.5.3 Projeto experimental – 2ª etapa

#### 3.5.3.1 Absorção de água por imersão

Os ensaios de absorção por imersão foram realizados conforme as recomendações da Norma Brasileira NBR 9778:1987 utilizando-se 3 (três) corpos-de-prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura.

A Norma divide o procedimento de ensaio em três etapas: secagem dos corpos-de-prova em estufa à temperatura de  $(105 \pm 5)^\circ\text{C}$  até a constância de massa; saturação em água à temperatura de  $(23 \pm 2)^\circ\text{C}$  e saturação da amostra em água em ebulição. No presente projeto experimental, foram realizadas duas etapas anteriores às citadas pela Norma que compreenderam a secagem da amostra em estufa à temperatura de 50°C e posterior saturação em água à temperatura ambiente.

Assim, 91 dias após a moldagem, os corpos-de-prova foram retirados da câmara úmida e dispostos em ambiente de laboratório até os 97 dias, período no qual foi iniciado o ensaio de absorção por imersão. Nesta ocasião, os corpos-de-prova foram submetidos à secagem em estufa ventilada a 50°C até que a diferença entre as leituras das massas medidas em um intervalo de 24 horas fosse inferior a 0,1%. Em seguida, os corpos-de-prova foram

colocados em recipientes hermeticamente fechados até atingirem equilíbrio de temperatura com o ambiente.

Atingido o equilíbrio, os corpos-de-prova foram pesados e colocados em contato com a água, de modo que o corpo-de-prova permanecesse com um 1/3 do seu volume imerso nas primeiras 4 h, 2/3 nas 4 h subseqüentes e completamente imersos nas 64 h restantes, conforme mostrado na Figura 3.12. A leitura das massas foi feita 24 h, 48 h e 72 h depois do primeiro contato com a água.

Após a leitura da massa dos corpos-de-prova saturados, estes foram novamente colocados em estufa ventilada, agora com temperatura de 100°C, e os procedimentos já citados foram repetidos.



**Figura 3.12.** Ensaio de absorção por imersão. a) imersão de 1/3 do volume dos corpos-de-prova; b) imersão de 2/3 do volume dos corpos-de-prova e c) imersão total dos corpos-de-prova.

A secagem dos corpos-de-prova com 50°C e 100°C foi adotada com o objetivo de avaliar a influência da temperatura de secagem nos resultados obtidos ao final do ensaio. Embora a Norma recomende a utilização da temperatura de 100°C, alguns autores alertam para a possível modificação da estrutura de poros provocada pelo uso de temperaturas elevadas e passaram a utilizar temperaturas menores como foi o caso de Silva (2005).

A etapa de saturação dos corpos-de-prova foi concluída com a colocação destes em recipiente cheio de água mantida em ebulição durante 5 horas (Figura 3.13). Em seguida, aguardou-se o resfriamento durante 24 horas por perda natural de calor para o meio ambiente e, finalmente, os corpos-de-prova foram pesados em balança convencional para leitura da massa e em balança hidrostática para a leitura da massa imersa.



**Figura 3.13.** Ensaio de absorção por imersão. Fervura dos corpos-de-prova.

A NBR 9778:1987 estabelece que o período de secagem se estenda por 72 horas e que, em casos especiais, este seja encerrado quando os corpos-de-prova apresentem perda de massa inferior a 0,5% em um período de 24 horas.

A perda de água durante a secagem depende da difusividade do vapor de água no concreto que é variável em função das características de cada mistura. Assim, a secagem por um período de tempo igual para todos os tipos de concreto, como recomendado pela Norma, resulta em diferentes graus de umidade o que interfere nos resultados finais obtidos. A perda de massa inferior a 0,5% (em um período de 24 horas), por sua vez, mostrou-se um critério insuficiente para representar a estabilização da massa dos corpos-de-prova, pois estes apresentaram variação de massa significativa após tal limite ter sido alcançado. Desta forma, neste trabalho, estabeleceu-se como critério a diferença de 0,1% entre as leituras das massas medidas em um intervalo de 24 horas para que o procedimento de secagem fosse encerrado.

A secagem dos corpos-de-prova com 50°C e 100°C foi adotada pois, embora a Norma recomende a utilização da temperatura de 100°C, alguns autores alertam para a possível modificação da estrutura de poros provocada pelo uso de temperaturas elevadas e passaram a utilizar temperaturas menores como foi o caso de Silva (2005). Segundo McCarter et al. (1992), se não controlada, a secagem a 105°C pode ocasionar a microfissuração do concreto e outros efeitos indesejáveis.

### 3.5.3.2 Absorção capilar

A Norma RILEM TC 116 - PCD (RILEM, 1999) descreve o procedimento para a determinação da absorção capilar de água do concreto endurecido. Esta Norma padroniza a condição de umidade inicial das amostras analisadas por meio do pré-condicionamento dos corpos-de-prova antes da realização do ensaio.

O procedimento de pré-condicionamento é constituído por uma etapa de pré-secagem e uma subsequente fase de redistribuição da umidade no interior dos corpos-de-prova. Ao final do pré-condicionamento, todos os corpos-de-prova apresentam a umidade de equilíbrio intermediário com uma atmosfera de  $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$  e  $(75 \pm 2)\%$  de umidade relativa.

Dos cinco corpos-de-prova produzidos para cada mistura, dois foram utilizados para a determinação dos parâmetros citados a seguir (concentração da umidade de equilíbrio) e apenas 3 foram diretamente utilizados no ensaio de absorção capilar. Estes últimos foram submetidos às etapas de pré-secagem e de redistribuição da umidade.

#### f) Determinação da concentração da umidade de equilíbrio

Para cada mistura produzida, a concentração da umidade do concreto em equilíbrio com uma atmosfera de  $(75 \pm 2)\%$  de umidade relativa à temperatura de  $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$  foi determinada por meio de um ensaio de dessecagem.

Neste ensaio, mediu-se inicialmente o conteúdo total de água evaporável ( $W_e$ ) utilizando-se 1 (um) dos 5 (cinco) corpos-de-prova moldados para cada traço conforme o seguinte procedimento: após o fim do regime de cura, adotado como 7 (sete) dias, os corpos-de-prova foram submetidos à secagem em estufa a  $105^\circ\text{C}$  até que a perda de massa registrada fosse inferior a 0,5 g entre duas leituras consecutivas no intervalo de 24 horas. Em seguida, o conteúdo total de água evaporável ( $W_e$ ) foi calculado a partir da Equação (3.1).

$$W_e = m_o - m_d \quad (3.4)$$

Onde,  $W_e$  = conteúdo total de água evaporável (g);  
 $m_o$  = massa do corpo-de-prova no fim do período de cura (g)  
 $m_d$  = massa do corpo-de-prova após a secagem em estufa (g)

Partindo deste resultado, calculou-se a concentração da água evaporável ( $w_e$ ) conforme a Equação (3.5).

$$w_e = \frac{W_e}{m_d} \quad (3.5)$$

Paralelamente, mediu-se o que a Norma RILEM TC 116-PCD denomina de concentração de equilíbrio intermediário da umidade, que se trata da medida da massa do corpo-de-prova após este ter atingido o equilíbrio de umidade com uma atmosfera de  $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$  e  $(75 \pm 2)\%$  de umidade relativa.

Um segundo corpo-de-prova de cada traço foi utilizado nesta etapa. Com o fim de acelerar a secagem necessária até o equilíbrio, este foi triturado em grãos de diâmetros equivalentes em porções de aproximadamente 500 g (Figura 3.14.(a)). A atmosfera de exposição foi obtida utilizando-se recipientes selados contendo uma solução saturada de cloreto de sódio (NaCl) com excesso de sal sólido à temperatura controlada de  $(20 \pm 1)^\circ\text{C}$ . Estes recipientes foram desenvolvidos e utilizados por Lara (2003) em ensaios de absorção por dessorção (Figura 3.14.(b)).



**Figura 3.14.** Determinação da concentração da umidade de equilíbrio. a) amostras trituradas para o ensaio; b) recipiente utilizado e c) verificação da umidade relativa no interior do recipiente.

Conforme a recomendação da Norma, considerou-se que a condição de equilíbrio foi alcançada quando a modificação do peso da amostra foi menor do que 0,1 g, entre duas leituras consecutivas após o intervalo de 24 horas. Depois de alcançado o equilíbrio, o conteúdo de água a  $(75 \pm 2)\%$  de umidade relativa ( $W_{e,75}$ ) do concreto foi medido pela secagem das amostras em estufa a  $105^\circ\text{C}$  e calculado conforme a equação:

$$W_{e,75} = m_{e,75} - m_d \quad (3.6)$$

Onde,  $W_{e,75}$  (g) = equilíbrio de conteúdo de água a  $(75 \pm 2)\%$  UR;  
 $m_{e,75}$  (g) = massa do concreto no equilíbrio com  $(75 \pm 2)\%$  UR;  
 $m_d$  (g) = massa seca do concreto.

Por fim, a concentração da umidade de equilíbrio  $w_{e,75}$  foi calculada por:

$$w_{e,75} = \frac{W_{e,75}}{m_d} \quad (3.7)$$

g) Pré-secagem

A perda de massa necessária durante a pré-secagem ( $\Delta m$ ) foi calculada a partir da massa original do corpo-de-prova mantido em câmara úmida até a realização desta etapa. Foram utilizadas também a concentração inicial de água evaporável ( $w_e$ ) e a concentração da umidade de equilíbrio ( $w_{e,75}$ ) segundo a equação:

$$\Delta m = \frac{[(w_e - w_{e,75})]}{1 + w_e} m_o \quad (3.8)$$

Onde,  $\Delta m$  é a perda de massa em gramas (g).

Antes da pré-secagem, os corpos-de-prova foram pesados e, em seguida, tiveram as suas superfícies laterais seladas com resina epóxi, conforme recomendação da Norma, para prevenir a formação de gradientes radiais de umidade.

A secagem dos corpos-de-prova foi feita em estufa ventilada a uma temperatura de  $50^\circ$  C até que fosse atingida a perda de massa pré-ajustada de cada corpo-de-prova ( $\Delta m$ ) com uma precisão de 5%.

$$\frac{[(\Delta m_{obs} - \Delta m_{cal})]}{\Delta m_{cal}} < 0,05 \quad \text{Equação (3.9)}$$

Onde,  $\Delta m_{obs}$  = mudança de massa observada durante o ensaio (g);  
 $\Delta m_{cal}$  = mudança de massa requerida de acordo com a Equação (3.8) (g).

É importante salientar que os parâmetros  $w_e$  e  $w_{e,75}$  foram obtidos para cada tipo de mistura e, portanto, a perda de massa necessária durante a secagem e o tempo gasto neste processo variaram em função das características de cada mistura de forma que, ao final da secagem,

todas as misturas apresentassem a umidade de equilíbrio com uma atmosfera de  $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$  e  $(75 \pm 2)\%$  de umidade relativa.

h) Fase de redistribuição de umidade

Concluída a pré-secagem, os corpos-de-prova foram armazenados em recipientes selados (Figura 3.15.), os quais foram colocados em estufa a  $50^\circ\text{C}$ . Como não é possível qualquer troca de umidade com o ambiente, a temperatura elevada acelerara a redistribuição do gradiente de umidade axial no sentido a uma distribuição homogênea (RILEM, 1999).



**Figura 3.15.** Corpo-de-prova armazenado para a pré-secagem.

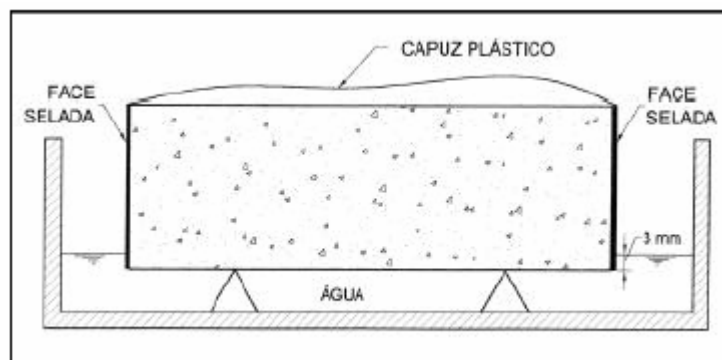
A fase de redistribuição teve duração de 14 dias, período mínimo recomendado pela norma. O final do período de redistribuição ocorreu 97 dias após a moldagem dos corpos-de-prova.

Acontecida a redistribuição, os recipientes nos quais estavam os corpos-de-prova, ainda selados, foram dispostos em ambiente com temperatura de  $(20 \pm 1)^\circ\text{C}$  por 24 horas para atingirem o equilíbrio de temperatura antes da execução do ensaio de absorção por capilaridade.

i) Procedimento do ensaio de absorção capilar

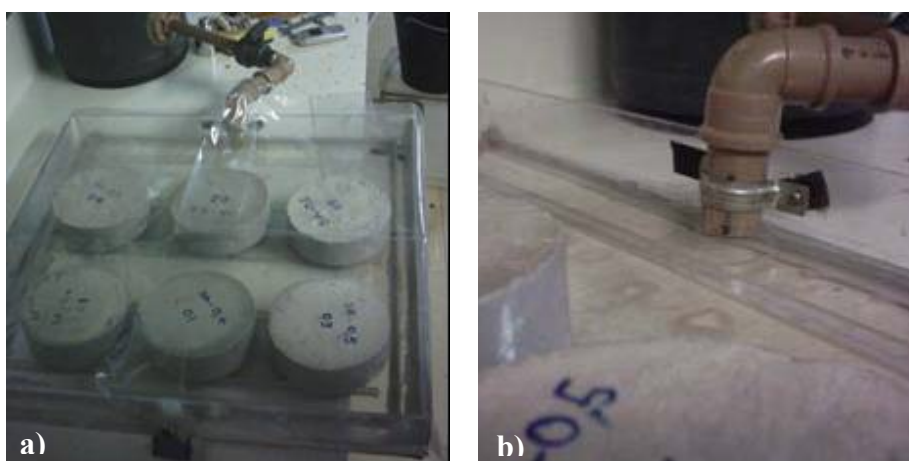
Para a realização do ensaio de absorção por capilaridade os corpos-de-prova foram retirados do recipiente selado e tiveram as suas dimensões medidas com uma precisão de 0,1 mm. A massa dos corpos-de-prova foi medida e, logo em seguida, a face inferior dos corpos-de-prova foi imersa em água até a profundidade máxima de 3 mm.





**Figura 3.16.** Esquema do ensaio de absorção capilar (RILEM TC 116 - PCD)

Para evitar a pressão do ambiente sobre os poros, a Norma recomenda que a superfície do topo dos corpos-de-prova seja coberta por um capuz de plástico (Figura 3.17(a)).



**Figura 3.17.** Ensaio de absorção capilar. a) visão geral; b) controle do nível de água.

O aparato empregado para a realização deste ensaio foi utilizado em pesquisas anteriormente desenvolvidas no Laboratório de Ensaios de Materiais da Universidade de Brasília (PAES, 2004; LARA, 200L). Este aparato possibilita que o nível de água seja mantido constante durante todo o ensaio.

A massa dos corpos-de-prova foi medida após 10 min, 20 min, 30 min, 1 h, 2 h, 4 h, 6 h, 24 h, 48 h e 72 h. As leituras após 20 min, 30 min, 2 h, 6 h, 48 h e 72 h não são recomendados pela Norma RILEM TC 116 - PCD, porém foram determinadas para que fosse possível uma análise mais detalhada do fenômeno.

Antes de cada pesagem, a superfície de contato com a água foi enxugada com uma esponja úmida para remover a película de água livre permitindo, contudo, que a superfície do concreto continuasse ainda brilhante (Figura 3.18).



**Figura 3.18.** Aspecto da superfície dos corpos-de-prova no momento da leitura da massa.

### 3.5.3.3 Ensaio acelerado de corrosão por ação de cloretos

O ensaio acelerado de corrosão pela ação de cloretos envolveu ciclos de imersão parcial e secagem em uma metodologia semelhante à empregada por Bauer (1995) e Costa Filho (2005).

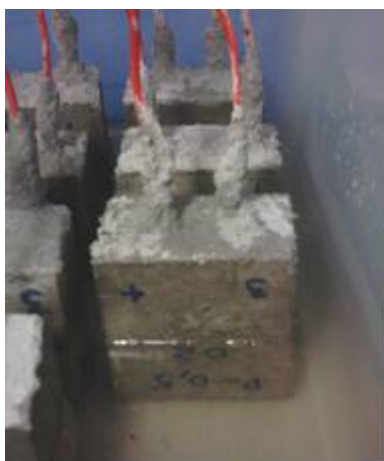
Após o período de cura, os corpos-de-prova prismáticos (45 mm x 70 mm x 90 mm) foram dispostos em ambiente de laboratório até o início do ensaio. Durante esse período foi feito o monitoramento da perda de massa dos corpos-de-prova e do potencial de corrosão das barras de aço neles contidas.

O ensaio de corrosão foi iniciado quando os corpos-de-prova apresentaram constância de massa (variação de 0,1 g em leituras consecutivas de 24 h) e o potencial de corrosão medido indicou a formação do filme passivo na superfície das barras de aço utilizadas.

Segundo Bauer (1995), faz-se necessário definir uma idade específica, ou idade de referência, a partir da qual devem ser iniciados os procedimentos dos ensaios acelerados de corrosão. Em suas pesquisas, este Autor atrelou a idade de referência à estabilização do processo de hidratação do cimento e definiu a idade de 63 dias suficiente para que a estrutura das pastas analisadas apresentasse estrutura física relativamente desenvolvida e grau de hidratação significativamente elevado. Na presente pesquisa, o ensaio acelerado de corrosão foi iniciado 80 dias após a moldagem.

Os corpos-de-prova foram submetidos a semi-ciclos de imersão parcial em solução com 3% de cloreto de sódio (NaCl) com duração de 2 dias e posteriores semi-ciclos de secagem em estufa ventilada a 50°C com duração de 5 dias. Durante o semi-ciclo de imersão parcial, o

nível da solução de imersão foi mantido em uma altura correspondente à metade da área exposta da barra (Figura 3.19.). Nesta condição o ingresso de cloretos ocorre inicialmente por absorção capilar, já que os corpos-de-prova apresentam-se inicialmente secos, e por difusão, após a saturação dos poros, e é acelerado devido à evaporação da água através da parte exposta do concreto. De acordo com McCarter et al. (1992), em um material poroso, há uma relação entre a força de sucção capilar e o grau de saturação. Assim, quando existe uma região exposta e seca, as forças de sucção serão maiores e irão resultar em um mais rápido movimento da água no interior do concreto.

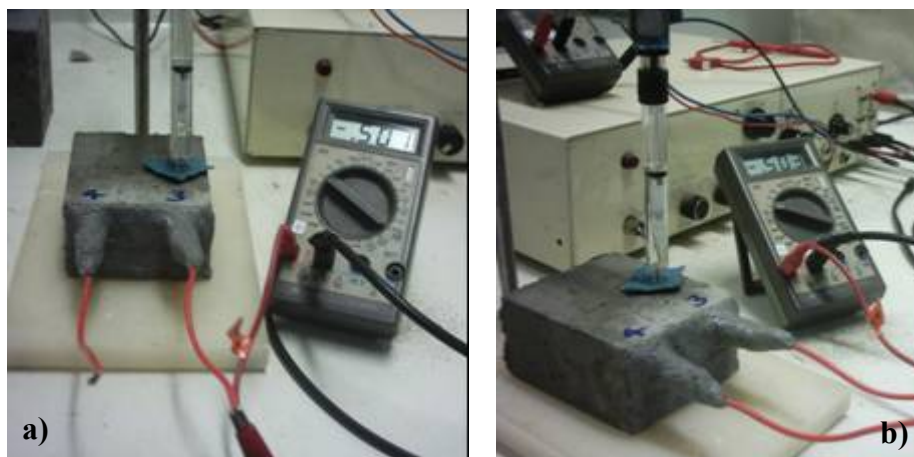


**Figura 3.19.** Corpos-de-prova parcialmente imersos em solução de NaCl (3%).

A concentração de 3% de NaCl foi adotada por ser uma concentração próxima à apresentada pela água do mar. A concentração da solução de imersão era medida antes de iniciar cada semi-ciclo de umedecimento e ajustada sempre que necessário. Ao final do 8º ciclo, a solução utilizada foi trocada por uma nova com a mesma concentração.

Ao final de cada semi-ciclo foram medidos o potencial de corrosão ( $E_{corr}$ ) e a massa dos corpos-de-prova. O potencial de corrosão foi utilizado como um indicativo da condição de passivação das barras e a variação de massa dos corpos-de-prova após cada semi-ciclo fez-se necessária para a avaliação do grau de saturação dos poros dos concretos analisados.

A célula eletroquímica utilizada para as medidas do potencial de corrosão assemelhou-se às utilizadas por Bauer (1995), Costa Filho (2005), Neves (2005) e Ferreira (2003). Esta foi composta pelo eletrodo de trabalho, a barra de aço do corpo-de-prova prismático e o eletrodo de calomelano saturado utilizado como eletrodo de referência (Figura 3.20.).



**Figura 3.20.** Célula eletroquímica para a medida do potencial de corrosão das barras.

O potencial de corrosão das barras foi medido diretamente por meio de um voltímetro com sensibilidade de décimo de mV.

Para a realização das medidas, o eletrodo de referência era posicionado sobre a barra que estava sendo analisada, aproximadamente no centro da área de exposição da barra. O contato entre o eletrodo de referência e o corpo-de-prova foi feito por meio de uma esponja umedecida. Quando as medidas eram feitas ao final do ciclo de secagem, os corpos-de-prova tinham a face de leitura pré-umidificada por meio do seu posicionamento durante 1 minuto sobre uma esponja molhada. Os corpos-de-prova oriundos do ciclo de imersão parcial eram somente submetidos a uma secagem da superfície com o uso de papel absorvente.

Por meio da análise dos resultados obtidos de potencial de corrosão ( $E_{\text{corr}}$ ) pôde-se obter o período de iniciação do processo de corrosão das barras. Segundo (BUNGEY apud SILVA, 2005), os valores de potencial de corrosão ( $E_{\text{corr}}$ ) podem indicar quando uma armadura passa do estado passivo para o estado ativo de corrosão pela rápida mudança dos valores de potencial. De acordo com a ASTM C 876:1992, este tipo de medida pode indicar se a barra se apresenta em estado ativo ( $E_{\text{corr}} < - 0,425 \text{ V (ECS)}$ ) ou passivo ( $E_{\text{corr}} > - 0,275 \text{ V (ECS)}$ ) de corrosão.

As demais medidas eletroquímicas (intensidade de corrosão e resistência ôhmica), comumente utilizadas para o monitoramento do processo de corrosão (BAUER, 1995; PESSÔA, 2002; LARA, 2003; COSTA FILHO, 2005; NEVES, 2005 e outros), não foram

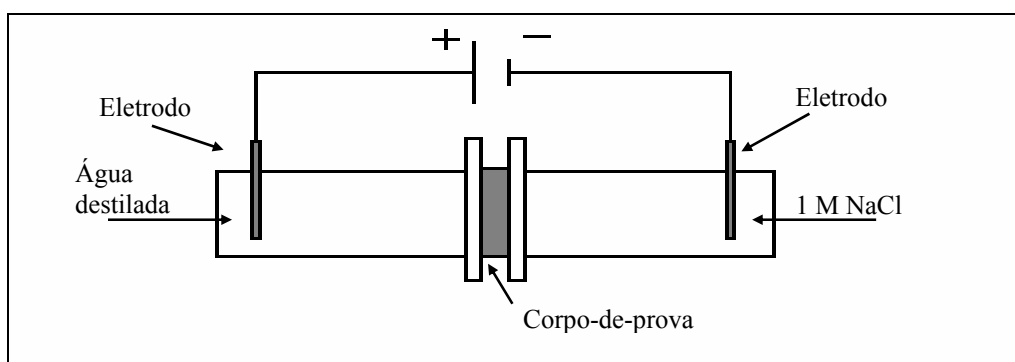
utilizadas na presente pesquisa devido a problemas técnicos apresentados pelo aparelho utilizado na realização das leituras durante a execução do ensaio.

#### 3.5.3.4 Ensaio de migração de cloretos

Os ensaios de migração vêm sendo utilizados em diversas pesquisas para avaliar a resistência do concreto à penetração de íons cloreto. Inicialmente, estes ensaios eram utilizados para avaliar a penetrabilidade dos íons cloreto por meio da avaliação da carga total passante, conforme a ASTM C 1202:1992, e o coeficiente de difusão de cloretos no estado estacionário, conforme a proposta de Andrade (1993). Mais recentemente, alguns autores têm utilizado ensaios de migração para calcular o coeficiente de difusão também no estado não-estacionário como é proposto por Castellote et al. (2001) e Tong et al. (2001). Em função do objetivo proposto, os ensaios podem apresentar variações no procedimento a ser adotado e nos parâmetros a serem coletados, porém todos se baseiam na indução do movimento dos íons sob a ação de um campo elétrico externo.

O ensaio de migração tem como princípio a aplicação de uma diferença de potencial entre duas células: uma contendo uma solução de cloretos, célula catódica, e outra sem cloretos, célula anódica, entre as quais é colocada a amostra de concreto a ser analisada.

O potencial elétrico externo aplicado força a passagem dos íons cloreto através da amostra de concreto da primeira para a segunda célula. A Figura 3.21 mostra uma representação esquemática deste ensaio.



**Figura 3.21.** Representação esquemática do ensaio de migração de cloretos (LOPES, 1999).

O procedimento adotado para a realização deste ensaio foi semelhante ao proposto por Andrade (1993) e ao utilizado por Lopes (1999) e Costa Filho (2005) em pesquisas desenvolvidas anteriormente. Neste método, o transporte dos íons cloreto através do corpo-

de-prova foi induzido pela corrente elétrica gerada devido à diferença de potencial de 10 volts aplicada por uma fonte de corrente contínua por meio dos eletrodos contidos em cada célula.

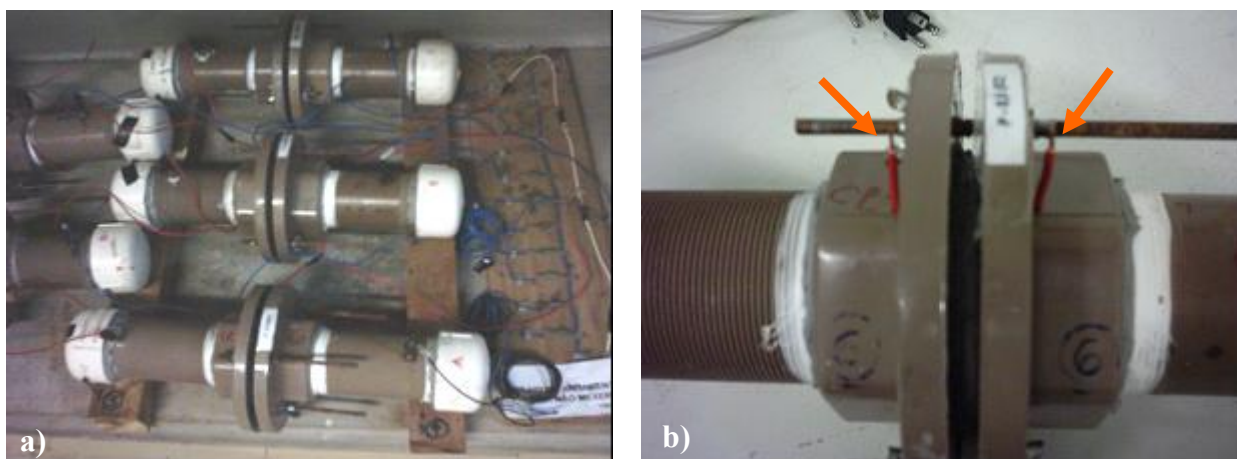
A célula positiva, célula anódica, foi preenchida com água destilada para evitar a corrosão induzida pela deposição do cloro. A solução utilizada na célula negativa, célula catódica, foi composta por cloreto de sódio (NaCl) a uma concentração de 1 M. O emprego de soluções com tal concentração em ensaios de migração apresentou resultados de coeficiente de difusão no estado não-estacionário semelhantes aos obtidos em ensaios de difusão natural em pesquisas desenvolvidas por Castellote et al. (2001).

Neste projeto experimental, foram utilizadas células de PVC constituídas por um flange de 75 mm e um cap de mesmo diâmetro devidamente seladas para evitar a perda das soluções. Os corpos-de-prova preparados conforme o item 3.4.2 foram colocados na interface entre as duas células, sendo também colado com adesivo à base de silicone. A troca iônica entre as células deu-se somente através da área exposta da superfície do corpo-de-prova.

A Norma americana ASTM C 1202: 1997 preconiza a utilização do processo de saturação a vácuo das amostras antes da execução dos ensaios de migração. Este procedimento tem sido adotado por diversos pesquisadores (CASTELLOTE ET AL., 2001; FERREIRA, 2003; CALÇADA, 2004 e outros) para garantir que o ingresso de cloretos na amostra se dê predominantemente por difusão. Neste trabalho, a utilização da saturação a vácuo não foi possível, pois a montagem do aparato de ensaio demandou um período mínimo de 24 horas e neste período ocorreu a secagem dos corpos-de-prova. A solução adotada foi, montado o aparato de ensaio, manter as duas células preenchidas com água durante 5 (cinco) dias antes do início do ensaio.

Após o início do ensaio, efetuou-se diariamente a medida da corrente que atravessava as amostras por meio da leitura da tensão em um resistor de referência ( $1\Omega$ ) colocado em série com os corpos-de-prova (Figura 3.22(a)). Além disso, a análise da concentração e condutividade elétrica da solução da célula anódica, inicialmente sem cloretos, foi analisada durante todo o ensaio. Para isso, amostras de aproximadamente 3 ml da solução eram colhidas em intervalos máximos de 7 dias. Utilizando-se estas amostras, obteve-se a evolução da condutividade elétrica da solução utilizando-se o condutivímetro Conductivity

Meter da marca Cole Parmer e, em seguida, fez-se uma análise da concentração de cloretos empregando-se um eletrodo de íon seletivo, conforme procedimento utilizado no Laboratório de Ensaio de Materiais da UnB disposto no anexo A. A análise da condutividade elétrica tem sido uma alternativa mais rápida e mais prática utilizada por alguns autores (CASTELLOTE et al., 2001) para analisar de forma indireta a evolução da concentração de íons cloreto da solução da célula anódica em ensaios de migração e difusão.



**Figura 3.22.** Aparato montado para o ensaio de migração de cloretos: a) células de PVC e circuito utilizado para a medida da corrente que atravessava o corpo-de-prova e b) fios de cobre utilizados para a medida da tensão efetiva na face do corpo-de-prova.

A tensão efetivamente aplicada no corpo-de-prova foi medida em função da variação da concentração das soluções presentes nas células utilizando-se dois fios de cobre posicionados nas proximidades das faces dos corpos-de-prova (Figura 3.22(b)) em um procedimento semelhante ao utilizado por Calçada (2004). Segundo Calçada (2004), a tensão efetivamente aplicada no corpo-de-prova difere daquela aplicada pela fonte devido à presença das soluções entre o eletrodo e o corpo-de-prova.

## 4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios referentes à caracterização do concreto e às duas etapas do procedimento experimental.

Em todos os resultados apresentados, foram adotadas as siglas “SA” para representar os concretos produzidos com sílica ativa em substituição ao cimento e “P” para representar as misturas adotadas como padrão ou referência.

### 4.1 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

#### 4.1.1 Resistência à compressão

A resistência à compressão dos concretos utilizados neste trabalho foi medida aos 28 dias e os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 4.1.

**Tabela 4.1.** Resistência à compressão do concreto aos 28 dias.

Grupo	Mistura	CP nº	Resistência (MPa)	Resistência média (MPa)
A	SA - 0,4	01	53,3	51,5
		02	54,6	
		03	46,4	
	P - 0,4	01	38,5	37,4
		02	35,8	
		03	37,8	
B	SA - 0,5	01	36,7	35,6
		02	34,0	
		03	36,1	
	P - 0,5	01	28,4	26,7
		02	26,0	
		03	25,7	

Comparando-se os resultados de um mesmo grupo de ensaio é possível notar que a utilização da sílica ativa em substituição à massa de cimento proporcionou um aumento de resistência de 37,7% e 33,3% em relação ao concreto de referência nos grupos A e B, respectivamente. Resultados semelhantes foram obtidos por Ferreira (2003) que obteve um aumento de 30,3% na resistência à compressão aos 28 dias quando utilizou 10% de sílica ativa (em substituição à massa de cimento) em concretos com relação água/aglomerante igual a 0,4 e por Abreu (1998) que, utilizando 12% de sílica ativa, observou um acréscimo



de resistência aos 28 dias de aproximadamente 33% em concretos com relação água/aglomerante 0,5.

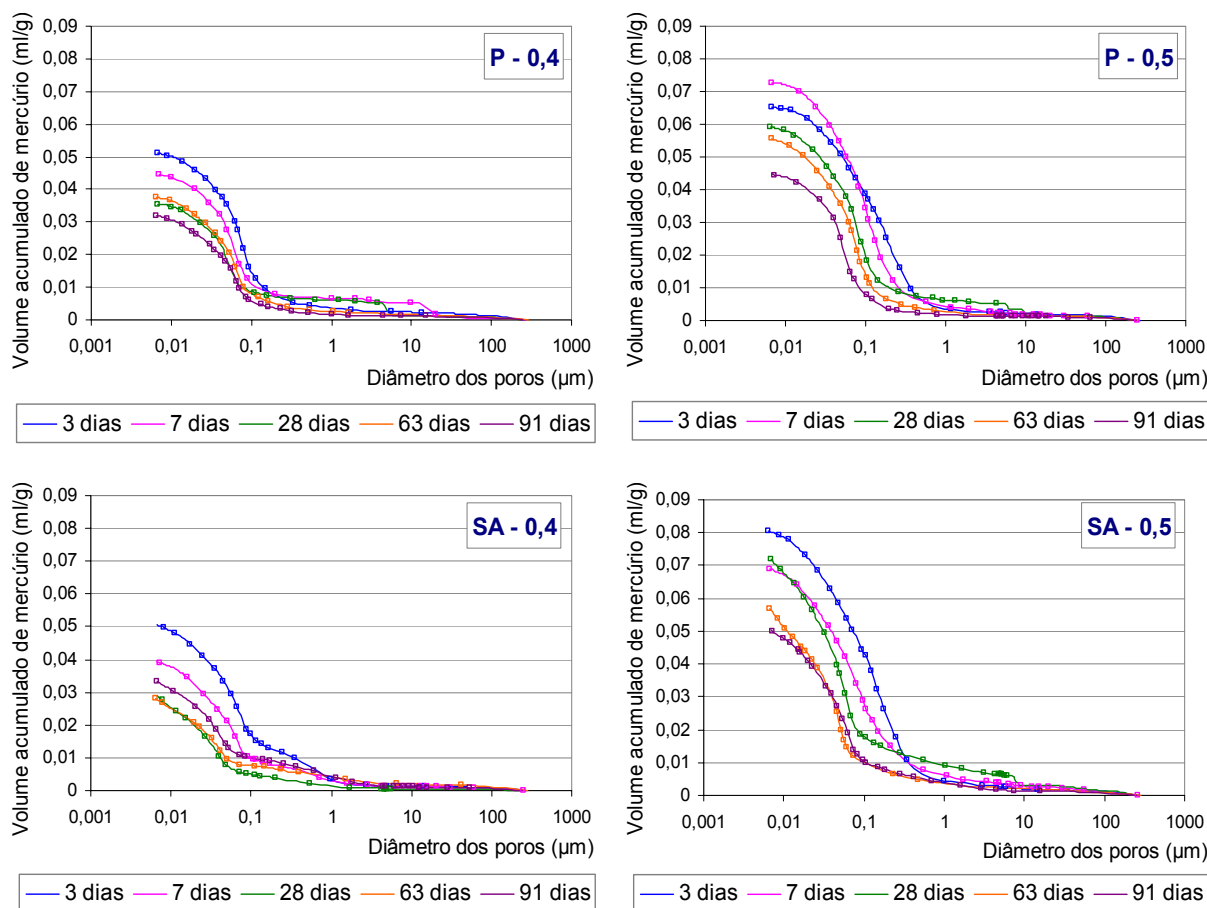
É possível observar também que o efeito do aumento da relação água/aglomerante na mistura SA - 0,5 foi superado pela adição de sílica ativa fazendo com que os resultados obtidos fossem apenas um pouco inferiores aos apresentados pela mistura P - 0,4 (concreto de referência com relação a/agl = 0,4).

Esses resultados evidenciam a ação da sílica ativa na melhoria da microestrutura da zona de transição e na densificação dos produtos hidratados da matriz cimentícia relacionada à sua reatividade pozolânica citada por diversos autores (GOLDMAN & BENTUR, 1993; DETWILER & METHA, 1989 E GOLDMAN & BENTUR, 1989).

#### **4.1.2 Porosimetria por intrusão de mercúrio**

O ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio foi realizado conforme o procedimento descrito no item 3.5.1.2 em amostras com 3, 7, 28, 63 e 91 dias de idade.

A Figura 4.1 mostra o volume total de mercúrio intrudido por unidade de massa da amostra em função dos diâmetros de poros. Os diâmetros apresentados associam-se aos níveis de pressão utilizados no decorrer do ensaio. Neste tipo de gráfico, o volume acumulado de mercúrio representa a porosidade do material até o diâmetro de poro correspondente.



**Figura 4.1.** Volume acumulado de mercúrio intrudido em função do diâmetro dos poros nas misturas de concreto analisadas.

Pode-se observar que, de uma forma geral, o volume total de poros, representado pelo volume total de mercúrio intrudido na amostra, diminuiu com o avanço do processo de hidratação do cimento. Nota-se que, em todas as misturas, volumes de poros maiores foram apresentados pelas amostras submetidas à análise aos 3 dias, seguidas das amostras com 7 dias, 28 dias, 63 dias e 91 dias com algumas exceções isoladas nas misturas P - 0,5, SA - 0,5 e SA - 0,4.

Percebe-se ainda que as misturas com relação água/aglomerante 0,4 apresentaram volume total de poros menores do que as misturas com relação água/aglomerante 0,5 tanto nas misturas de referência como nas misturas com sílica ativa. Este comportamento é compatível com os resultados obtidos em trabalhos anteriores (ROY, 1993; SATO, 1998) nos quais o aumento do volume total de poros foi associado ao aumento da relação água/aglomerante.

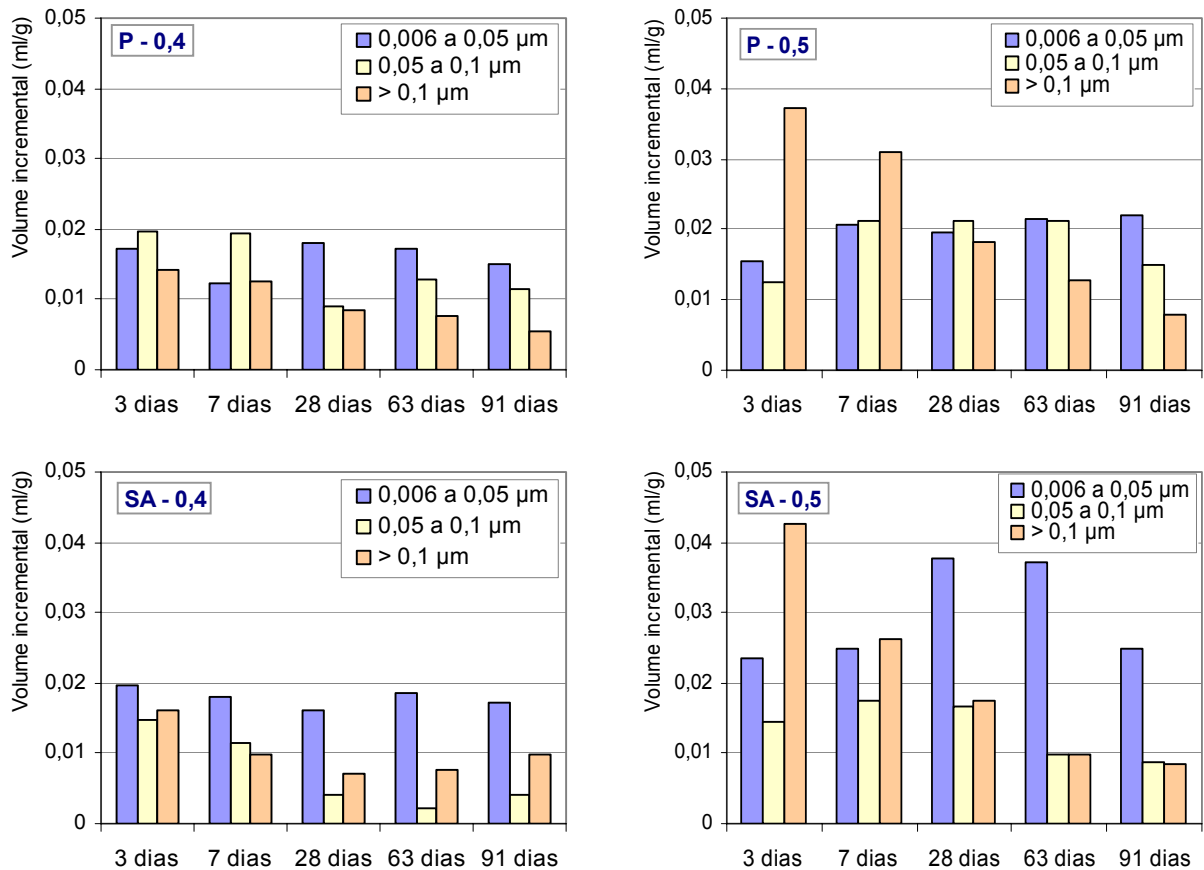
Analisando-se a influência da sílica ativa, pode-se notar que o volume total de poros da mistura de relação água/aglomerante 0,4 (SA - 0,4) foi igual (aos 3 dias e 91 dias) ou inferior (aos 7 dias, 28 dias e 63 dias) ao volume de poros apresentado pela mistura de referência (P - 0,4).

Entre as misturas de relação água/aglomerante 0,5, no entanto, o concreto com sílica ativa (SA - 0,5) apresentou volume total de poros maior do que a mistura de referência (P - 0,5) em todas as idades, com exceção das amostras com 63 dias cujos volumes de poros foram iguais nas misturas SA - 0,5 e P - 0,5. Resultados semelhantes foram obtidos em estudos desenvolvidos por Goldman & Bentur (1989) nos quais concretos com sílica ativa apresentaram porosidade total igual ou ligeiramente superior aos concretos de referência. Segundo Roy (1993), a porosidade total do concreto pode aumentar devido a utilização de sílica ativa ou cinza volante, mas tal aumento estará associado somente ao aumento da quantidade de poros pequenos.

Uma análise mais detalhada pode ser feita por meio da Figura 4.2 que apresenta a distribuição do volume<sup>2</sup> de poros em 3 faixas de diâmetro distintas: 0,006  $\mu\text{m}$  a 0,05  $\mu\text{m}$ , 0,05  $\mu\text{m}$  a 0,1  $\mu\text{m}$  e  $>0,1 \mu\text{m}$ . De acordo com estes resultados, pode-se constatar que embora a mistura SA - 0,5 tenha apresentado volume total de poros maior do que a mistura de referência correspondente, após 28 dias, grande parte deste volume associou-se a poros de pequenas dimensões (0,006  $\mu\text{m}$  a 0,05  $\mu\text{m}$ ) demonstrando que, embora tenha ocorrido um aumento na porosidade total da amostra com sílica ativa, este aumento foi devido ao acréscimo de poros pequenos conforme citado por Roy (1993).

---

<sup>2</sup> Os resultados mostrados foram obtidos por meio do incremento de volume de mercúrio intrudido a cada faixa de diâmetro de poros.



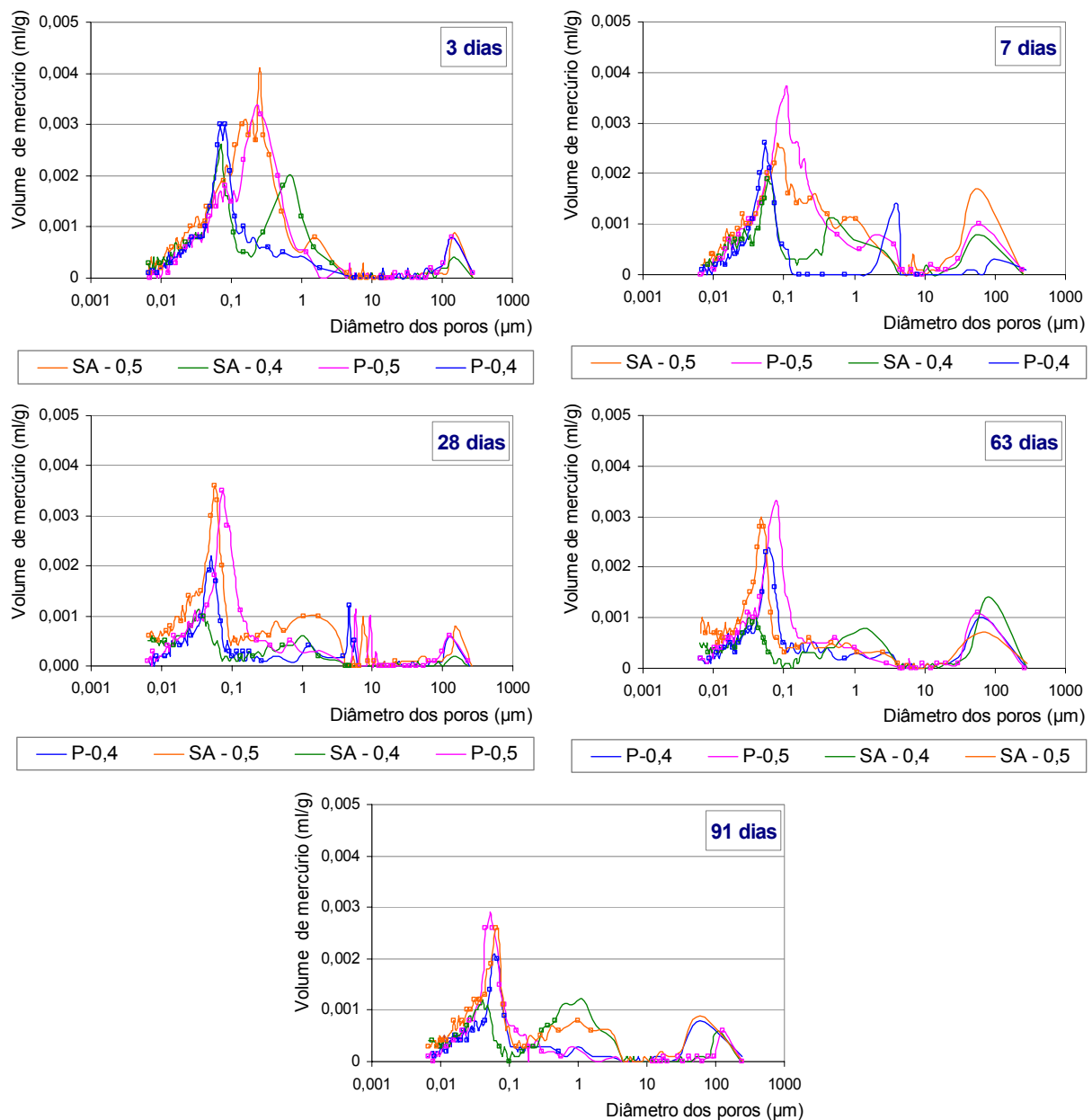
**Figura 4.2.** Distribuição do volume de poros por faixa de diâmetro nas misturas analisadas.

Analisando-se a Figura 4.2 é possível notar que, nas primeiras idades (3 dias e 7 dias), as misturas de relação água/aglomerante 0,5 apresentaram um grande volume de poros de grandes dimensões representado pela predominância da faixa de poros  $>0,1 \mu\text{m}$ . Com o decorrer do processo de hidratação, observa-se a diminuição do volume de poros maiores do que  $0,1 \mu\text{m}$  e com diâmetros entre  $0,05 \mu\text{m}$  e  $0,1 \mu\text{m}$  acompanhado pelo aumento do volume de poros de menores diâmetros, na faixa de  $0,006 \mu\text{m}$  a  $0,05 \mu\text{m}$ . Na mistura com sílica ativa (SA - 0,5) este comportamento mostrou-se ainda mais intenso, pois o elevado volume de poros maiores apresentado aos 3 dias foi significativamente reduzido aos 91 dias.

Entre as misturas de relação água/aglomerante 0,4, observou-se que a faixa de poros  $>0,1 \mu\text{m}$  foi menor do que as demais em todas as idades analisadas, representando um menor volume de poros de maiores dimensões em tais misturas. Além disso, na mistura P - 0,4, a faixa de poros predominante nas primeiras idades (3 dias e 7 dias) foi  $0,05 \mu\text{m}$  a  $0,1 \mu\text{m}$  e, com a evolução do processo de hidratação, passaram a predominar os poros com diâmetro entre  $0,006 \mu\text{m}$  e  $0,05 \mu\text{m}$ . Estes resultados mostram a redução do diâmetro dos

poros devido à evolução do processo de hidratação e à redução da relação água/aglomerante conforme citado por (MARTYS & FERRARIS, 1997; HELENE, 1993).

Na mistura SA - 0,4, a faixa de diâmetro 0,006  $\mu\text{m}$  e 0,05  $\mu\text{m}$  predominou desde as primeiras idades e o volume de poros maiores do que 0,1  $\mu\text{m}$  e com diâmetro entre 0,05  $\mu\text{m}$  e 0,1  $\mu\text{m}$  foi menor do que o apresentado pela mistura P - 0,4. De acordo com Roy (1993), a incorporação de adições minerais ao cimento Portland conduz ao decréscimo da dimensão dos poros ou ao acréscimo da fração da porosidade total referente aos poros menores do que 15 nm (0,015  $\mu\text{m}$ ). Estes resultados são confirmados pela análise do volume incremental de mercúrio intrudido de acordo com o diâmetro dos poros apresentado pela Figura 4.3.



**Figura 4.3.** Volume incremental de mercúrio intrudido em função do diâmetro dos poros nas misturas de concreto analisadas.

A Tabela 4.2 apresenta os diâmetros críticos e característicos das misturas de concreto analisadas aos 3 dias, 7 dias, 28 dias, 63 dias e 91 dias. O diâmetro crítico é definido como a menor dimensão de poro acima da qual se estabelece uma trajetória de poros conectados de uma extremidade à outra da amostra (Sato, 1998). Este parâmetro foi obtido considerando-se o ponto de inflexão das curvas mostradas na Figura 4.2. O diâmetro característico é definido como o tamanho de poros que apresentou o máximo valor de volume intrudido, sendo este obtido por meio dos gráficos apresentados pela Figura 4.3.

**Tabela 4.2.** Percentuais de cloretos livres presentes nas amostras de concreto contaminadas.

<b>Mistura</b>	<b>Diâmetro</b>	<b>3 dias</b>	<b>7 dias</b>	<b>28 dias</b>	<b>63 dias</b>	<b>91 dias</b>
SA - 0,4	Crítico ( $\mu\text{m}$ )	0,16	0,11	0,08	0,10	0,09
	Característico ( $\mu\text{m}$ )	0,07	0,06	0,03	0,03	0,04
SA - 0,5	Crítico ( $\mu\text{m}$ )	0,35	0,22	0,09	0,08	0,10
	Característico ( $\mu\text{m}$ )	0,25	0,08	0,06	0,05	0,06
P - 0,4	Crítico ( $\mu\text{m}$ )	0,15	0,09	0,09	0,12	0,10
	Característico ( $\mu\text{m}$ )	0,07	0,05	0,05	0,06	0,06
P - 0,5	Crítico ( $\mu\text{m}$ )	0,45	0,25	0,15	0,13	0,09
	Característico ( $\mu\text{m}$ )	0,23	0,11	0,07	0,08	0,05

É importante salientar que, como neste ensaio foram utilizadas amostras de concreto, os volumes de mercúrio intrudido expressos em função da massa da amostra analisada podem apresentar variações inerentes à massa de agregado graúdo, cuja porosidade é praticamente nula, presente em cada amostra. Assim, amostras extraídas de um mesmo corpo-de-prova podem apresentar porosidades diferentes devido a uma maior ou menor quantidade de pasta presente nos mesmos. Uma solução adotada por Sato (1998) para sanar tal problema foi a determinação da fração de pasta presente nas amostras ensaiadas por meio da dissolução do cimento das amostras ao final do ensaio. Uma outra opção seria a retirada da parcela do agregado graúdo das amostras antes da realização do ensaio. Neste procedimento experimental, no entanto, tais procedimentos não foram utilizados.

Além disso, devido às características do aparelho utilizado na realização do ensaio e das limitações da própria técnica empregada, não foi possível avaliar o volume de poros menores do que  $0,006 \mu\text{m}$  presentes nos concretos analisados.

## 4.2 RESULTADOS DO PROJETO EXPERIMENTAL – 1ª ETAPA

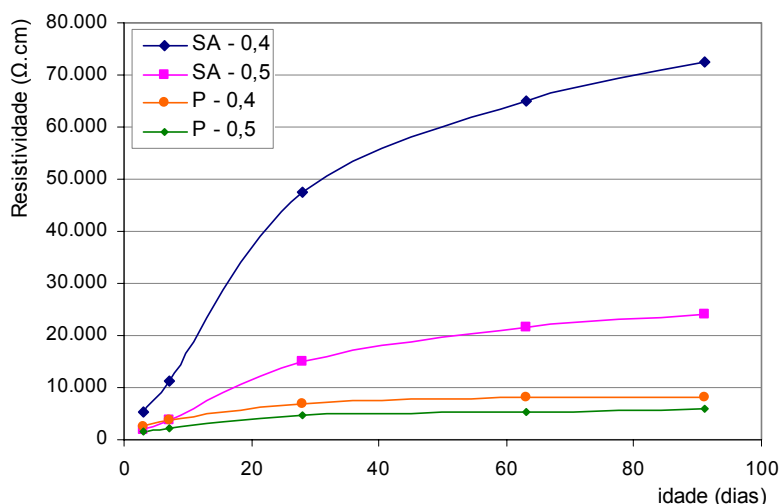
### 4.2.1 Resistividade elétrica do concreto

Nesta etapa do projeto experimental foram utilizadas misturas de concreto isentas de cloretos e misturas contaminadas com diferentes teores de cloreto: 0,4% e 1,0% (em relação à massa de cimento).

A resistividade elétrica das amostras de concreto com e sem cloretos foi medida aos 3, 7, 28, 63 e 91 dias conforme os procedimentos descritos no item 3.5.2.1.

#### 4.2.1.1 Misturas de concreto isentas de cloreto

A Figura 4.4 apresenta o perfil de evolução da resistividade elétrica das misturas de concreto isentas de cloreto.



**Figura 4.4.** Evolução da resistividade elétrica das misturas de concreto livres de cloretos.

De modo geral, comparando-se os concretos de mesmo tipo, as misturas com relação água/aglomerante igual a 0,4 mostraram-se mais resistivas do que as respectivas misturas com relação água/aglomerante 0,5.

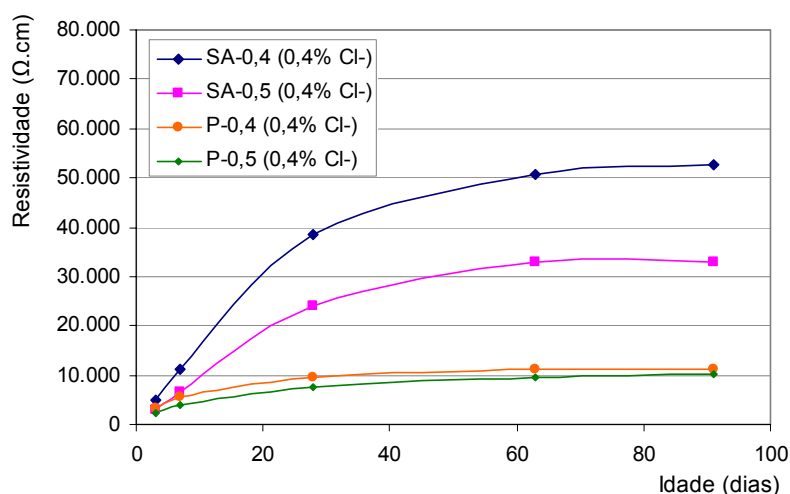
A mistura P - 0,4 apresentou resistividade elétrica superior à resistividade da mistura P - 0,5 em todas as idades em uma proporção média de 52%. Entre as misturas contendo sílica ativa, o aumento médio chegou a 200%. Tal comportamento é compatível com o esperado já que a redução da quantidade de poros com maior diâmetro ocasionado pela redução da relação água/cimento aumenta a resistividade (POLDER, 2002).

Observa-se também que as misturas contendo sílica ativa apresentaram valores de resistividade elétrica superiores aos apresentados pelas misturas de referência. Pode-se notar que a resistividade elétrica da mistura SA - 0,4 é muito superior à apresentada pelas demais misturas em todas as idades analisadas. O acréscimo da resistividade elétrica nesta mistura em relação à mistura P - 0,4 foi de 98% aos 3 dias, 194% aos 7 dias, 600% aos 28 dias, 704% aos 63 dias e chegou a 778% aos 91 dias. Um comportamento semelhante, porém com menor intensidade, foi observado na mistura SA - 0,5 cuja resistividade elétrica experimentou acréscimos de 13%, 65%, 221%, 293% e 308% aos 3 dias, 7 dias, 28 dias, 63 dias e 91 dias, respectivamente, em relação à mistura P - 0,5. Resultados semelhantes foram obtidos por Polder et al. (1991) que observaram que a resistividade de concretos produzidos com cimentos com altos teores de material pozzolânico chegou a ser 3 ou 4 vezes maior do que a resistividade dos concretos de referência.

Estes resultados mostram que a resistividade elétrica é um parâmetro bastante sensível às alterações microestruturais do concreto ocasionadas pela alteração da relação água/aglomerante e pela adição de materiais pozzolânicos como a sílica ativa citados em diversos trabalhos (SHEKARCHI, 2004, GOLDMAN & BENTUR, 1989; DETWILER & MEHTA, 1989).

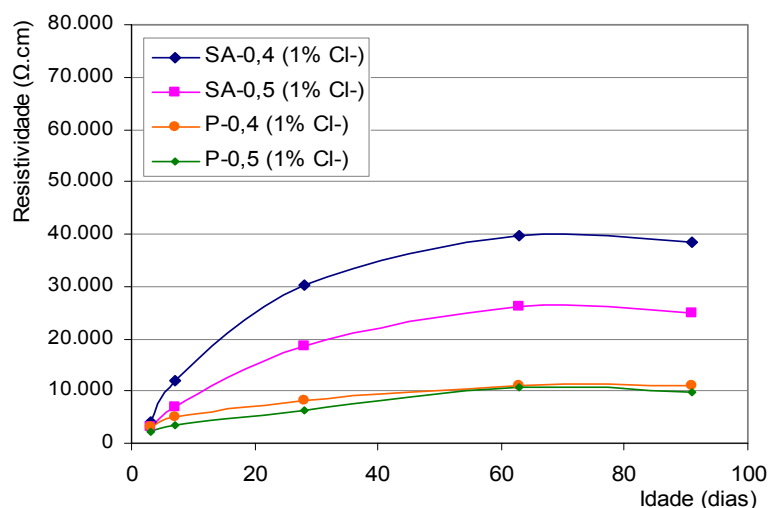
#### 4.2.1.2 Misturas de concreto contaminadas por cloretos

A Figura 4.5 e a Figura 4.6 apresentam a resistividade elétrica medida nos corpos-de-prova produzidos com adição de 0,4% e 1% de cloretos à água de amassamento.



**Figura 4.5.** Evolução da resistividade elétrica aparente das misturas de concreto contaminadas com 0,4% de cloretos em relação à massa de cimento.





**Figura 4.6.** Evolução da resistividade elétrica aparente das misturas de concreto contaminadas com 1% de cloretos em relação à massa de cimento.

Assim como foi observado nas misturas isentas de cloreto, as misturas contaminadas apresentaram um aumento significativo da resistividade elétrica devido à utilização de sílica ativa e à redução da relação água/aglomerante. No entanto, pôde-se observar que a influência destes fatores na resistividade elétrica reduziu-se com o aumento do teor de cloretos adicionado ao concreto.

Nas misturas contaminadas por cloreto com relação água/aglomerante 0,4, a adição de sílica proporcionou, aos 91 dias, um aumento de 375% nas misturas com 0,4% de Cl<sup>-</sup> e de 279% nas misturas com 1% de Cl<sup>-</sup> enquanto que, nas misturas isentas de cloretos, o acréscimo de resistividade foi de 778% nesta mesma idade. Entre as misturas de relação água/aglomerante 0,5, o aumento foi de 228% e 158% nas misturas contaminadas com 0,4% e 1,0% de Cl<sup>-</sup>, respectivamente, enquanto que entre as misturas isentas, a adição de sílica provocou um incremento de 308%.

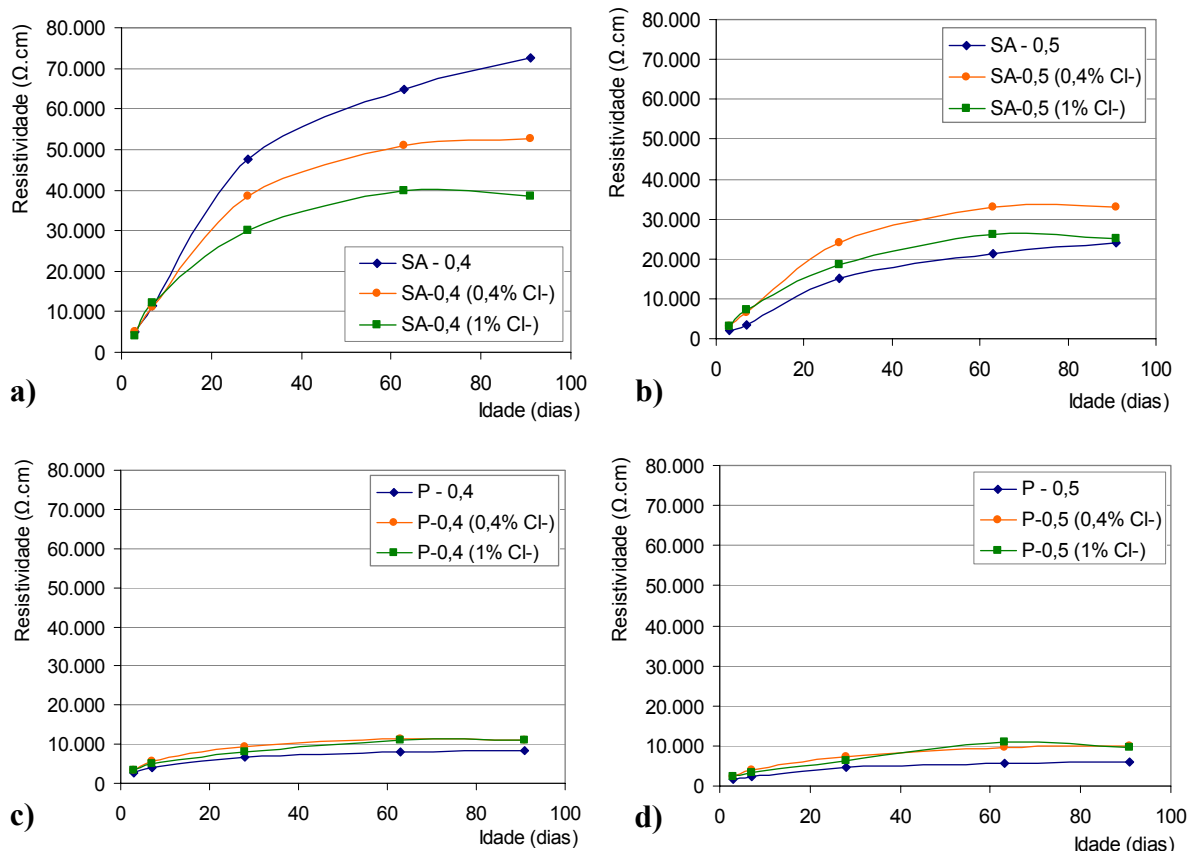
Além disso, observou-se um acréscimo médio na resistividade do concreto provocado pela redução da relação água/aglomerante nas misturas de referência e com sílica ativa isentas de cloreto de 52% e 200% enquanto que, nas misturas contaminadas, o incremento de resistividade nas misturas de referência foi de 28,7% e 28% referentes aos teores de 0,4% e 1% de Cl<sup>-</sup> e, nas misturas contendo sílica ativa foi relativamente menor, representando 53,2% e 61,5% referentes aos teores de 0,4% e 1% de Cl<sup>-</sup>.

Segundo McCarter et al. (2000), o aumento da resistividade em amostras de concreto saturadas é o resultado de dois fatores: a) a redução na conectividade dos capilares devido

ao refinamento na estrutura dos poros e b) mudanças na concentração do fluido contido nos poros. Com base nesta citação, pode-se sugerir que, nas misturas contaminadas, o incremento de resistividade provocado pelas alterações da microestrutura da matriz causadas pelas reações pozolânicas da sílica ativa e pela redução da relação água/aglomerante provavelmente tenha sido contrabalançada pelo aumento da condutividade iônica da solução dos poros ocasionado pela adição de cloretos à mistura.

Pode-se observar na Figura 4.5 e na Figura 4.6 que as misturas contaminadas apresentam uma tendência de redução da resistividade após 63 dias. Em algumas misturas (P - 0,4 (0,4% Cl-), SA - 0,4 (1% Cl-), SA - 0,5 (1% Cl-) e P - 0,5 (1% Cl-)), a resistividade medida aos 91 dias foi menor do que aquela medida aos 63 dias. Essa tendência pode ser um reflexo do aumento da concentração de cloretos na solução aquosa dos poros devido à transformação de cloretos fixos em cloretos livres provocada, por exemplo, pela carbonatação do concreto. De acordo com Csizmadia et al. (2000), a redução do pH do concreto afeta a estabilidade do sal de Friedel, produto formado no processo de reação dos íons cloretos, favorecendo a liberação de cloretos anteriormente combinados. Page & Vennesland apud Justnes (2004) observaram o aumento da concentração de cloretos livres em concretos com 10% de sílica ativa após 35 dias e 70 dias de cura. Estes autores demonstraram, por meio de análises termogravimétricas, que ocorreu uma redução na quantidade de sal de Friedel após este período.

A Figura 4.7 apresenta os valores de resistividade elétrica das misturas de concreto analisadas agrupados pelo tipo de mistura. A análise de cada gráfico possibilita avaliar a influência do teor de cloretos adicionados à mistura na resistividade elétrica de cada tipo de concreto.



**Figura 4.7.** Influência do teor de cloretos na resistividade elétrica aparente: a) nas misturas SA - 0,4; b) nas misturas SA - 0,5; c) nas misturas P - 0,4 e d) nas misturas P - 0,5.

É possível notar que a influência do teor de cloretos adicionado à mistura não seguiu uma mesma tendência em todos os concretos analisados. Na mistura SA - 0,4 (Figura 4.7(a)), observa-se que, aos 3 dias e 7 dias, a adição de cloretos não provocou alterações na resistividade. Esse resultado sugere que, após 3 dias de hidratação, o aumento da concentração iônica da água dos poros provocado pela adição de cloretos não tenha sido suficiente para aumentar a difusividade iônica e, portanto, reduzir a resistividade elétrica. No entanto, após os 7 dias, foi constatada uma redução significativa da resistividade elétrica do concreto com o aumento do teor de cloretos adicionados à água de amassamento. Esta redução alcançou 28%, em relação à mistura isenta de cloretos, nas misturas com 0,4% de cloretos e 47% nas misturas contaminadas com 1,0% de cloretos, ambas aos 91 dias. Este resultado é semelhante ao apresentado por Hunkeler (1996) nos quais, a resistividade elétrica diminuiu com o aumento da concentração de cloretos na água do poro.

Na mistura SA - 0,5 (Figura 4.7(b)), observou-se um comportamento oposto ao citado anteriormente. Nestas misturas, os traços contaminados com cloreto apresentaram-se mais

resistivos do que o isento de cloretos. Entre as misturas contaminadas, no entanto, o acréscimo do teor de cloretos utilizado reduziu a resistividade elétrica a partir dos 7 dias iniciais, como observado na mistura SA - 0,4. Nestas misturas, a redução da resistividade chegou a 25% aos 91 dias, quando o teor de cloretos adicionado aumentou de 0,4% para 1,0%.

Nas misturas de referência, P - 0,4 e P - 0,5, (Figura 4.7 (c) e (d)), mais uma vez é observado que a mistura isenta de cloretos possuiu menor resistividade do que as misturas contaminadas. No entanto, entre as misturas contaminadas, foi constatada uma diferença muito pequena nos valores de resistividade apresentados pelos traços que continham 0,4% e 1,0% de cloretos. Shekarchi et al. (2004) também não observou diferenças significativas provocadas pelo aumento da concentração de cloretos no interior do concreto quando analisou a resistividade de misturas com relações água/aglomerante iguais a 0,4 e 0,5 e com 7,5% e 12,5% de sílica ativa.

É importante salientar que, no presente trabalho, os cloretos foram adicionados ao concreto ainda na fase de mistura. Este procedimento pode provocar efeitos diferentes daqueles resultantes do ingresso destes íons quando a estrutura de concreto encontra-se exposta ao ambiente agressivo, conforme exemplificado por Pruckner & Gjørv (2004).

#### 4.2.2 Concentração de cloretos livres nas amostras contaminadas

Após a realização de todas as medidas de resistividade, a concentração de cloretos livres presentes nos corpos-de-prova de concreto utilizados foi medida conforme o procedimento descrito no item 3.5.2.2. Os percentuais foram calculados em relação à massa de cimento das amostras analisadas e estão dispostos na Tabela 4.3.

**Tabela 4.3.** Percentuais de cloretos livres presentes nas amostras de concreto contaminadas.

Misturas contaminadas com:	Cloreto livre (%)	
	0,4% de Cl <sup>-</sup>	1,0% de Cl <sup>-</sup>
P - 0,4	0,28	0,62
P - 0,5	0,27	0,69
SA - 0,4	0,28	0,73
SA - 0,5	0,37	0,49

Obs.: porcentagem de cloreto em relação à massa de cimento.

A partir dos resultados apresentados, nota-se que as misturas contaminadas com 0,4% de cloreto apresentaram concentrações de cloretos livres muito semelhantes, com exceção da

mistura SA - 0,5 que apresentou concentração de cloretos livres superior às demais misturas. Entre as misturas contaminadas com 1,0% de cloreto, a mistura SA - 0,5 apresentou a menor concentração de cloretos livres, seguida pelas misturas P - 0,4, P - 0,5 e SA - 0,4, nesta ordem.

Partindo-se da análise de que, do total de cloretos adicionados à mistura, parte foi fixada por reação com o  $C_3A$  ou por adsorção às fases hidratadas do cimento, e outra parte permaneceu livre no interior dos poros, os resultados sugerem que a fixação de cloretos nos concretos utilizados neste trabalho foi bastante semelhante. Este é um resultado coerente já que foram utilizados o mesmo tipo de cimento e o mesmo consumo de aglomerante em todas as misturas, significando que a quantidade de  $C_3A$  foi a mesma entre as misturas de referência e um pouco menor nas misturas que continham sílica ativa, devido à substituição de parte do cimento. A mistura SA - 0,5, no entanto, apresentou um comportamento diferenciado e demonstrou a menor capacidade de fixação quando adicionou-se 0,4% de cloretos à mistura e a maior capacidade de fixação de cloretos quando a percentagem de cloreto adicionada foi igual a 1,0. Este resultado pode estar associado às imprecisões ou erros na execução do ensaio.

### **4.3 RESULTADOS DO PROJETO EXPERIMENTAL – 2ª ETAPA**

#### **4.3.1 Absorção de água por imersão**

Os ensaios de absorção por imersão foram realizados conforme as recomendações da Norma brasileira NBR 9778:1987 variando-se, porém, a temperatura de secagem dos corpos-de-prova. A temperatura utilizada inicialmente foi 50°C e em seguida 100°C, conforme descrito no item 3.5.3.1.

A absorção após imersão e o índice de vazios foram calculados conforme a Norma NBR 9778:1987. Esta Norma define a absorção de água por imersão como a relação entre o acréscimo de massa do corpo-de-prova após a imersão em água e a sua massa no estado seco. O índice de vazios é definido como a relação entre os volumes de poros permeáveis, ou seja, aqueles aos quais a água tem acesso, e o volume total do concreto. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 4.4 e na Tabela 4.5.

**Tabela 4.4.** Resultados de absorção após imersão e Índice de vazios utilizando temperatura de secagem igual a 100°C.

Mistura	Absorção após imersão em água (%)	Absorção após imersão em fervura (%)	Índice de vazios em água (%)	Índice de vazios em água com fervura (%)
SA - 0,4	7,05	7,17	15,61	15,65
SA - 0,5	9,71	10,09	20,24	20,35
P - 0,4	6,36	6,51	14,24	14,27
P - 0,5	8,57	8,70	18,24	18,27

**Tabela 4.5.** Resultados de absorção após imersão e Índice de vazios utilizando temperatura de secagem igual a 50°C.

Mistura	Absorção após imersão em água (%)	Absorção após imersão em fervura (%)	Índice de vazios em água (%)	Índice de vazios em água com fervura (%)
SA - 0,4	2,39	2,39	5,52	5,54
SA - 0,5	4,78	4,91	10,39	10,45
P - 0,4	3,33	3,14	7,64	7,66
P - 0,5	6,13	5,96	13,30	13,32

Nota-se que os resultados de absorção por imersão e índice de vazios obtidos a partir da imersão em água sob fervura foram bem próximos aos obtidos após a imersão em água à temperatura ambiente o que mostra que o procedimento de fervura dos corpos-de-prova pode ser suprimido.

A análise das duas tabelas anteriores evidencia uma significativa influência da temperatura de secagem dos corpos-de-prova nos resultados obtidos. Os resultados de absorção e índice de vazios referentes à temperatura de secagem de 50°C foram significativamente inferiores aos apresentados quando se utilizou 100°C. Esse comportamento está diretamente relacionado com a eficiência do processo de secagem, ou seja, com a quantidade de água perdida durante o processo.

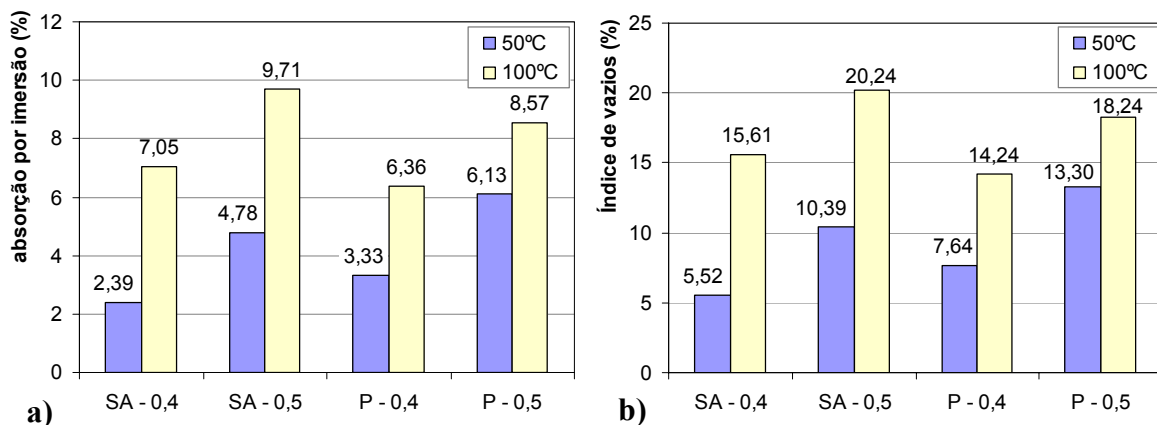
Durante a execução do ensaio, pôde-se observar que, ao final da secagem a 50°C, a massa dos corpos-de-prova foi maior do que quando se utilizou 100°C em uma proporção média<sup>3</sup> de 4,7%, 4,9%, 3,3% e 2,6% nas misturas SA - 0,4, SA - 0,5, P - 0,4 e P - 0,5, respectivamente. No entanto, ao final do ensaio, quando os corpos-de-prova estavam saturados, a massa observada foi praticamente a mesma independentemente da temperatura de secagem utilizada anteriormente. Assim, os corpos-de-prova submetidos à secagem a 50°C estavam menos secos do que quando foram submetidos à secagem a 100°C. Estes,

<sup>3</sup> O monitoramento da massa dos corpos-de-prova durante o ensaio encontra-se no Anexo C.

quando foram imersos, absorveram menos água e, conseqüentemente, apresentaram resultados de absorção e índice de vazios inferiores.

Esta análise conduz à negação da hipótese de que a secagem a 100°C provoque alterações no volume total de poros do concreto, pois se isto tivesse acontecido, os corpos-de-prova apresentariam, além de uma maior quantidade de água absorvida, uma maior massa total após a saturação, o que evidenciaria o aumento do volume de poros provocado pelo processo. Ainda assim, os resultados alertam para a necessidade de cautela quanto à comparação de resultados obtidos em pesquisas com diferentes procedimentos experimentais, pois estes podem conduzir a diferentes conclusões.

Como pode ser observado na Figura 4.8, independente da temperatura de secagem, as misturas que apresentaram maiores índices de absorção e vazios foram aquelas com relação água/aglomerante 0,5 (SA - 0,5 e P - 0,5). Este é um resultado coerente já que se espera o acréscimo do volume de poros do concreto com o aumento da relação água/aglomerante.



**Figura 4.8.** Resultados de absorção por imersão (%) e índice de vazios (%) nos concretos analisados.

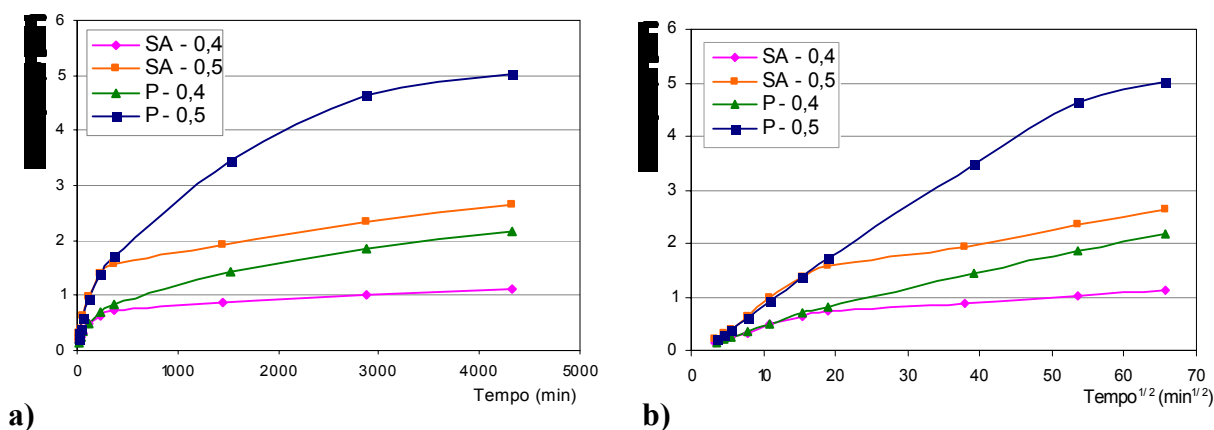
Entre os concretos de mesma relação água/aglomerante, as misturas com sílica ativa mostraram absorção e índice de vazios maiores do que as misturas de referência quando se utilizou uma temperatura de secagem de 100°C. No entanto, quando analisados os resultados referentes à temperatura de secagem de 50°C, o comportamento se inverte e as misturas de referência passam a apresentar valores maiores do que as misturas com sílica ativa. Este resultado pode ser associado à efetividade do processo de secagem, conforme discutido anteriormente, e à maior ou menor facilidade das misturas em perderem água em função da dimensão e tortuosidade dos poros.

Bauer & Pozzan (2000) observaram que argamassas produzidas com teores de 5% e 10% de sílica ativa apresentaram percentuais de absorção por imersão mais elevados do que as misturas de referência em ensaios de absorção realizados conforme a NBR 9778:1987 que recomenda a secagem a  $105 \pm 5^\circ\text{C}$ . Estes autores argumentaram que o refinamento do tamanho dos poros promovido pela sílica ativa é acompanhado por um aumento da porosidade total (UCHIKAWA apud BAUER & POZZAN, 2000).

### 4.3.2 Absorção capilar

Os resultados obtidos a partir do ensaio de absorção por capilaridade executado conforme a norma RILEM TC 116-PCD estão apresentados nas Figura 4.9(a) e (b).

Conforme citado no item 3.5.3.2, os corpos-de-prova foram submetidos a um processo de pré-condicionamento antes da realização do ensaio com o objetivo de padronizar a condição de umidade inicial das amostras analisadas e evitar a influência da etapa de secagem nos resultados do ensaio de absorção. O monitoramento da massa dos corpos-de-prova ao longo de todo ensaio encontra-se no Anexo C.



**Figura 4.9.** Resultados de absorção por capilaridade: a) em função do tempo e b) em função da raiz quadrada do tempo.

A Figura 4.9(a) mostra a absorção de água por capilaridade por unidade de área da superfície ensaiada para os respectivos períodos de sucção enquanto que a Figura 4.9(b) apresenta a absorção em função da raiz quadrada do tempo de sucção decorrido.

Como é possível observar, a mistura P - 0,5 apresentou absorção por unidade de área significativamente superior à apresentada pelas demais misturas, alcançando  $5024 \text{ g/m}^2$  após 72 horas de absorção. As misturas SA - 0,5, P - 0,4 e SA - 0,4 apresentaram,



respectivamente, 2640 g/m<sup>2</sup>, 2160 g/m<sup>2</sup> e 1122 g/m<sup>2</sup>. As misturas com maiores índices de absorção foram aquelas com relação água/aglomerante 0,5, enquanto que o menor índice de absorção foi observado na mistura SA - 0,4.

Comparando-se as misturas de mesma relação água/aglomerante, nota-se que a adição de sílica ativa reduziu de forma significativa a absorção das misturas. As misturas contendo sílica apresentaram cerca de 52% da absorção capilar das misturas de referência. Um resultado muito semelhante foi obtido por Lopes (1999) que observou uma redução de 50% da absorção de concreto com 8% de sílica ativa em relação às misturas de referência.

Pode-se observar também que as curvas de absorção das misturas com sílica ativa apresentaram uma acentuada inflexão nas primeiras horas de ensaio, comportamento que não foi observado nas misturas de referência e que pode estar relacionado às características microestruturais das primeiras misturas.

A partir da Figura 4.9(b), é possível observar uma variação linear da absorção capilar com a raiz quadrada do tempo durante as primeiras horas em todas as misturas. No caso das misturas de referência (P - 0,4 e P - 0,5), esta relação permanece linear até as 48 horas.

Em uma série de estudos, Hall (1989) discutiu o movimento da água em materiais porosos e apresentou resultados experimentais que indicaram a existência de uma relação entre o volume acumulado de água absorvida por unidade de área,  $i$ , e a raiz quadrada do tempo, conforme apresentado pela Equação (2.10).

No entanto, Martys & Ferraris (1997) citam estudos que mostraram que, nos materiais à base de cimento, a absorção de água não se processava em função de  $t^{1/2}$ , conforme a teoria de absorção capilar pura, mas sim em outras relações de dependência na forma  $t^\alpha$ , com  $\alpha$  compreendido entre 0,25 e 0,5.

Os resultados obtidos na presente pesquisa mostraram claramente a relação linear entre a absorção capilar e a raiz quadrada do tempo. A parte linear da curva de cada mistura é representada pelas expressões mostradas na Tabela 4.6.

**Tabela 4.6.** Ensaio de absorção capilar: equação da linha de tendência e fator de correlação ( $R^2$ ) da parte linear das curvas de absorção em função da raiz quadrada do tempo.

<b>Mistura</b>	<b>Equação da parte linear</b>	<b><math>R^2</math></b>
SA - 0,4	$i = 10,1 + 41,3 \cdot t^{1/2}$	0,9976
SA - 0,5	$i = -105,9 + 96,4 \cdot t^{1/2}$	0,9978
P - 0,4	$i = -15,8 + 46,3 \cdot t^{1/2}$	0,9997
P - 0,5	$i = -145,0 + 98,1 \cdot t^{1/2}$	0,9994

Unidades:  $i$  ( $\text{g}/\text{m}^2$ );  $t^{1/2}$  ( $\text{min}^{1/2}$ ) e  $S$  ( $\text{g}/\text{m}^2 \cdot \text{min}^{1/2}$ )

Como é possível observar na Tabela 4.6, o valor da constante A é bastante pequeno em todas as misturas e pode ser desprezado.

A absorvidade assume valores semelhantes nas misturas com a mesma relação água/aglomerante. As misturas com relação água/aglomerante 0,5 apresentaram absorvidade igual a  $96,4 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{min}^{1/2})$  e  $98,1 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{min}^{1/2})$  nas misturas com sílica ativa e de referência enquanto que a absorvidade das misturas com relação água/aglomerante 0,4 foi de  $41,3 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{min}^{1/2})$  e  $46,3 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{min}^{1/2})$  nas misturas SA - 0,4 e P - 0,4, respectivamente.

A absorvidade avalia indiretamente a velocidade do fluxo de água para o interior da microestrutura do concreto nos instantes iniciais. Em princípio, espera-se que quanto menor o diâmetro dos poros, maiores sejam as pressões capilares e, conseqüentemente, maior e mais rápida seja a absorção de água (LARA, 2003). No entanto, a partir dos resultados obtidos é possível perceber que o refinamento dos poros provocado pela ação da sílica mostrou-se pouco significativo na velocidade de absorção nas horas iniciais e que, durante este período, a relação água/aglomerante possuiu influência preponderante.

Nota-se também que a absorvidade das misturas com relação água/aglomerante 0,5 foi maior do que a apresentada pelas misturas com relação água/aglomerante 0,4 em concordância com o que foi obtido por McCarter et al. (1992) que encontraram redução da absorvidade com a redução da relação água/cimento.

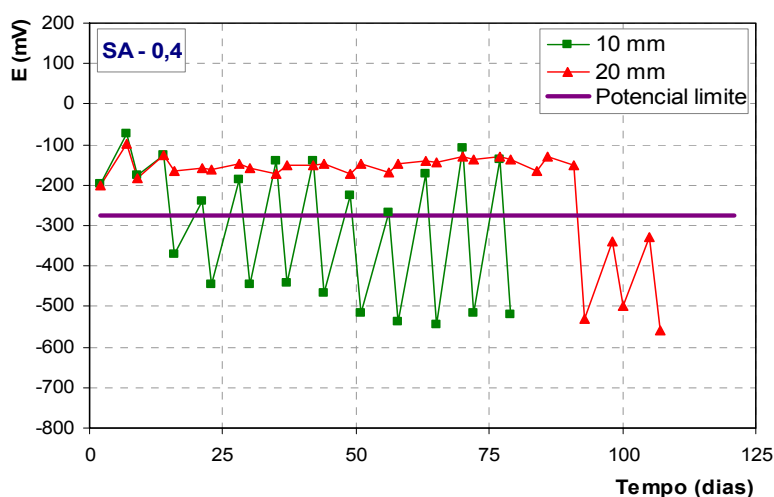
### 4.3.3 Ensaio acelerado de corrosão por ação de cloretos

Esta seção apresenta os resultados obtidos no ensaio acelerado de corrosão pela ação de cloretos no qual foram utilizados semi-ciclos de imersão parcial e secagem, conforme descrito no item 3.5.3.3. As variáveis monitoradas durante todo o ensaio foram o potencial de corrosão das barras e a variação de massa dos corpos-de-prova.

#### 4.3.3.1 Potencial de corrosão

Os gráficos que se mostram a seguir apresentam o potencial de corrosão das barras medido ao final de cada semi-ciclo do ensaio acelerado de corrosão. O ensaio foi realizado por um período máximo de 112 dias (correspondente a 16 ciclos), quando todas as armaduras apresentaram potencial de corrosão que indicavam o rompimento da camada passivadora.

Os resultados mostrados desde a Figura 4.10 até a Figura 4.12 foram agrupados de acordo com o tipo de mistura de concreto utilizada. O potencial limite presente nos gráficos refere-se ao limite (-275 mV (ECS)) estabelecido pela ASTM C 876:1992 para indicar a probabilidade de corrosão superior a 90%.



**Figura 4.10.** Evolução do potencial de corrosão das barras da mistura SA - 0,4.

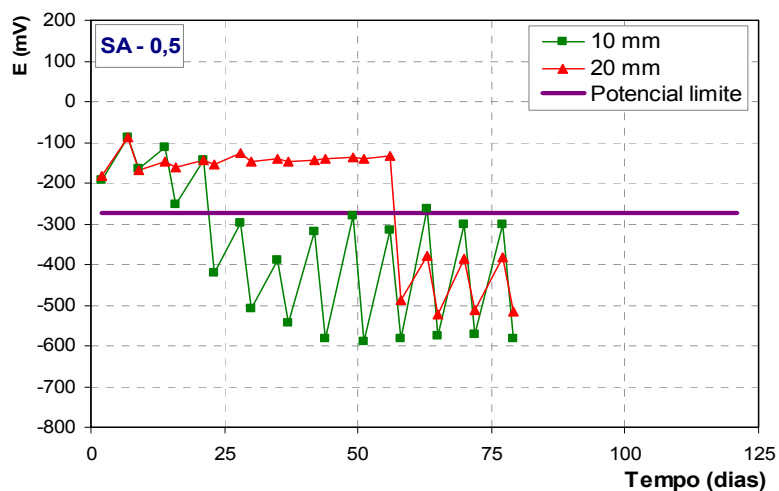


Figura 4.11. Evolução do potencial de corrosão das barras da mistura SA - 0,5.

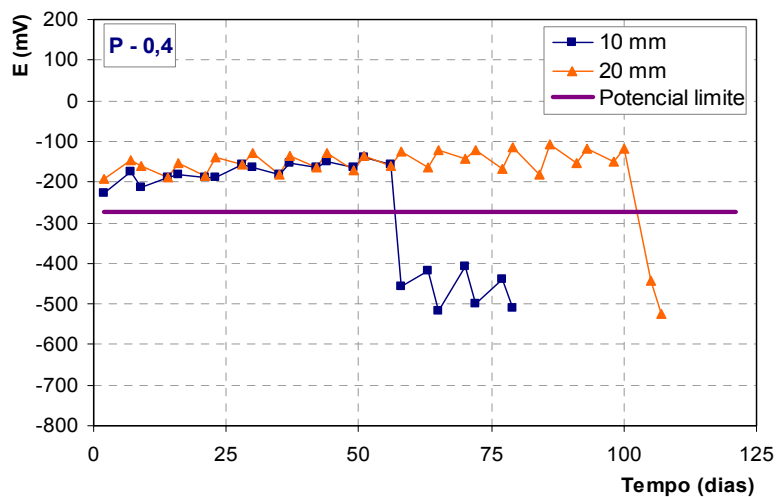


Figura 4.12. Evolução do potencial de corrosão das barras da mistura P - 0,4.

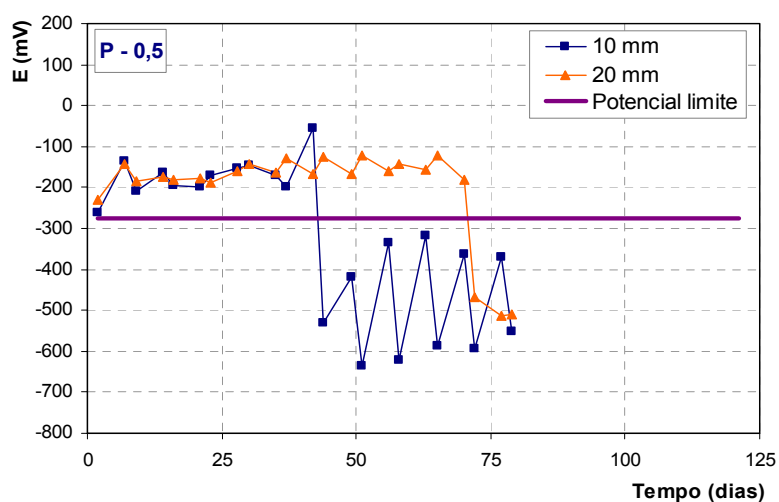


Figura 4.13. Evolução do potencial de corrosão das barras da mistura P - 0,5

Como uma característica do procedimento de ensaio adotado, pode-se perceber que o potencial de corrosão das barras sofreu variação durante todo o ensaio apresentando valores

mais ou menos negativos em função do semi-ciclo ao qual o corpo-de-prova foi submetido. Os valores de potencial de corrosão menos negativos foram obtidos após os ciclos de secagem, pois, devido à redução do volume de eletrólito, ocorre o aumento das concentrações das substâncias dissolvidas e, de acordo com a Equação de Nernst (WOLINEC, s.d.) o potencial de equilíbrio aumenta com o aumento da atividade, isto é, das concentrações efetivas das substâncias oxidadas. Estudos desenvolvidos por Lara (2003) confirmam esse comportamento. Os resultados obtidos por esta Autora mostraram uma correlação inversamente proporcional entre o potencial de corrosão e o teor de umidade do concreto significando que o aumento do teor de umidade implica uma diminuição do potencial de corrosão medido nas barras.

Enquanto as barras apresentaram-se no estado passivo, a amplitude de variação do potencial de corrosão entre os semi-ciclos foi mais significativa nas misturas de referência (Figura 4.13 e Figura 4.12) que, em função das características da rede de poros, apresentaram maior capacidade de absorção e maior facilidade em perderem água do que as misturas com sílica ativa de mesma relação água/aglomerante. As misturas que continham sílica ativa (Figura 4.10 e Figura 4.11) apresentaram amplitude de variação do potencial significativa apenas nos primeiros semi-ciclos e, com o decorrer do ensaio, os valores de potencial medidos foram muito semelhantes independente do semi-ciclo utilizado. Como a velocidade de perda de umidade destas misturas foi menor do que a apresentada pelas misturas de referência, infere-se que, ao final da etapa de secagem, a umidade nas regiões próximas às armaduras não tenha sofrido alterações suficientes para alterar as características do eletrólito e, conseqüentemente, as medidas do potencial das barras.

Na maioria dos casos, o potencial de corrosão manteve-se entre - 200 mV e - 90 mV enquanto as barras encontravam-se no estado passivo e apresentou uma queda abrupta a valores inferiores a - 400 mV quando houve o rompimento da camada passivadora. Após este período, a amplitude de variação do potencial aumentou consideravelmente e sofreu influência tanto da espessura de revestimento como do tipo de concreto analisado. Nesta fase, o potencial das barras com revestimento de 10 mm apresentou maior amplitude de variação do que o observado nas barras com revestimento de 20 mm.

Analisando as barras com mesma espessura de revestimento, as misturas que apresentaram maior variação do potencial entre os semi-ciclos de imersão parcial e secagem foram SA - 0,4, SA - 0,5, P - 0,5 e P - 0,4, nesta ordem.

Por meio dos resultados potenciais de corrosão foi possível analisar a duração do período de iniciação das barras analisadas. Considerou-se como o fim do período de iniciação o momento em que o potencial de corrosão da barra em análise apresentou-se inferior a - 275 mV. Este limite tem como referência o eletrodo de calomelano saturado e representa uma probabilidade de corrosão de 90%, conforme a ASTM C 876:1992.

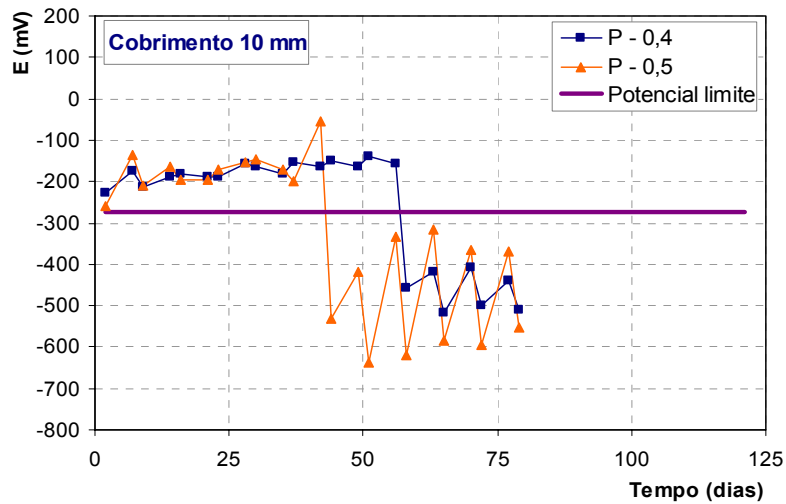
É importante salientar que o potencial de corrosão oferece apenas uma avaliação qualitativa sobre a probabilidade de existir corrosão sem quantificar a velocidade do processo (ANDRADE, 1992). Porém resultados obtidos por Bauer (1995) e Guimarães (1997) demonstraram que, na maioria dos casos, a avaliação da duração da fase de iniciação da corrosão por meio de tal parâmetro eletroquímico coincide com as avaliações feitas utilizando parâmetros eletroquímicos mais precisos tal como a intensidade de corrosão ( $i_{corr}$ ).

Por meio dos dados mostrados desde a Figura 4.10 até a Figura 4.12, constata-se que as barras com espessura de revestimento de 20 mm apresentaram maior duração do período de iniciação do que as barras com revestimento de 10 mm. Este comportamento era esperado, pois o período de iniciação relaciona-se com o tempo necessário para que o íon cloreto alcance a armadura em uma concentração tal que provoque a sua despassivação (TUUTTI, 1982). Assim, quanto maior for a espessura de concreto a ser atravessada, maior será a duração do período de iniciação.

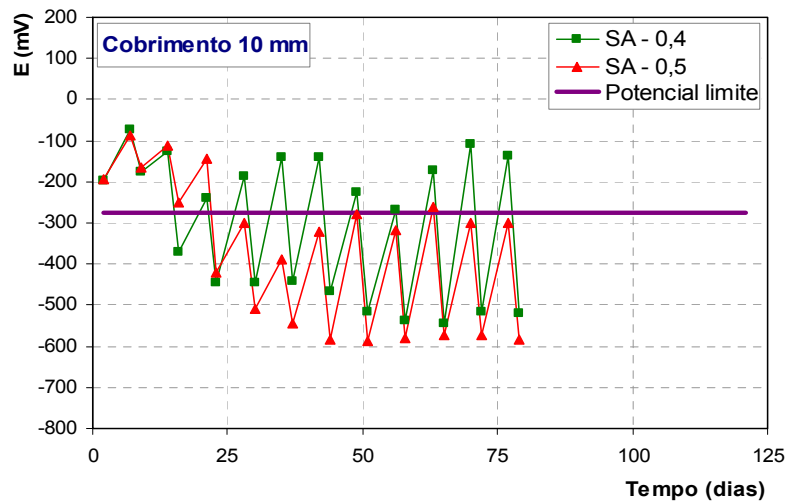
Nota-se que o efeito do aumento da espessura de revestimento é maior nas misturas com menor relação água/aglomerante (igual a 0,4) nas quais a diferença entre o tempo em que as armaduras com 10 mm de revestimento e as com 20 mm demoraram a despassivar foi de cerca de 77 dias na mistura com sílica (SA - 0,4) e 47 dias na mistura de referência (P - 0,4) enquanto que, nas misturas com relação água/aglomerante 0,5, a diferença foi de 35 dias (SA - 0,5) e 28 dias (P - 0,5). Este fato pode ser associado às características microestruturais das misturas com relação água/aglomerante 0,4 que apresentaram menores valores de absorvibilidade, absorção capilar, absorção por imersão e menor volume total de poros

quando comparadas às misturas de relação água/aglomerante 0,5. Estes parâmetros estão intimamente relacionados à penetração dos íons cloreto através do concreto.

A Figura 4.14 e a Figura 4.15 apresentam a evolução do potencial das barras com 10 mm de cobrimento embutidas no concreto de referência e no concreto com sílica ativa, respectivamente.



**Figura 4.14.** Evolução do potencial de corrosão das barras com cobrimento de 10 mm contidas nos corpos-de-prova de concreto de referência.

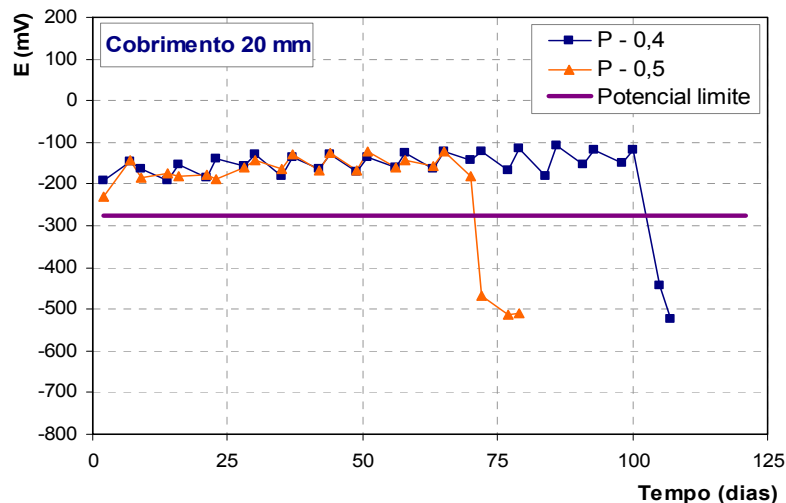


**Figura 4.15.** Evolução do potencial de corrosão das barras com cobrimento de 10 mm contidas nos corpos-de-prova de concreto com sílica ativa.

A partir da Figura 4.14 pode-se observar que, nos concretos de referência, a mistura com relação água/aglomerante 0,4 apresentou um maior período de iniciação do que a mistura com relação água/aglomerante 0,5. Os valores obtidos foram 44 dias e 58 dias para as barras com cobrimento de 10 mm embutidas nas misturas P - 0,5 e P - 0,4, respectivamente.

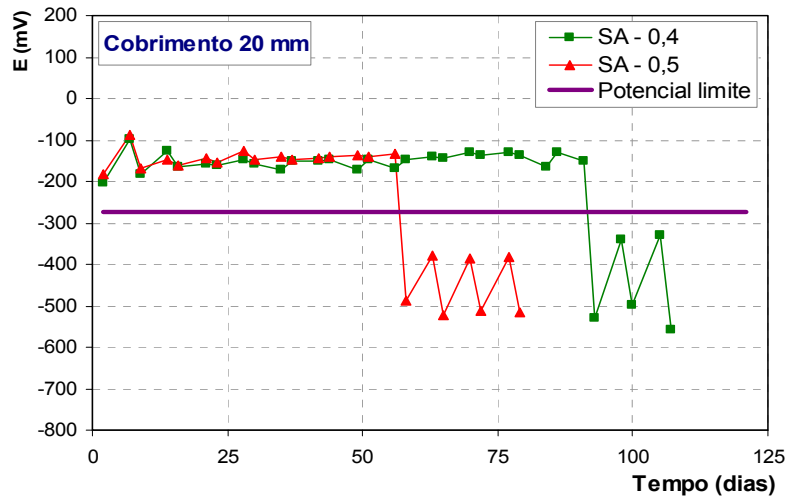
Entre as misturas de concreto que continham sílica ativa, observou-se, para a espessura de cobrimento de 10 mm, um comportamento oposto ao citado anteriormente. Como pode ser visto na Figura 4.15, as misturas com relação água/aglomerante 0,4 apresentaram período de iniciação inferior (16 dias) ao referente à mistura de relação água/aglomerante 0,5 (23 dias). Além disso, as misturas com sílica ativa apresentaram períodos de iniciação inferiores aos apresentados pelas misturas de referência.

A evolução do potencial das barras com 20 mm de cobrimento embutidas no concreto de referência e no concreto com sílica ativa encontra-se na Figura 4.16 e na Figura 4.17. Para tal espessura de cobrimento, as misturas com relação água/aglomerante 0,4 apresentaram períodos de iniciação maiores do que os referentes às misturas com relação água/aglomerante 0,5 tanto nas misturas de referência quanto nas misturas com sílica ativa. No entanto, as misturas com sílica ativa continuaram a apresentar períodos de iniciação inferiores aos obtidos nos concretos de referência. Neste caso, a despassivação das barras ocorreu aos 58 dias na mistura SA - 0,5, 93 dias na mistura SA - 0,4, 72 dias na mistura P - 0,5 e 105 dias na mistura P - 0,4. Este comportamento não se mostra coerente com as características microestruturais das misturas SA - 0,4 e SA - 0,5 e pode estar relacionado às imperfeições ocasionadas durante a moldagem dos corpos-de-prova que permitiram um acesso mais rápido dos íons cloreto à armadura. Este aspecto será discutido posteriormente.



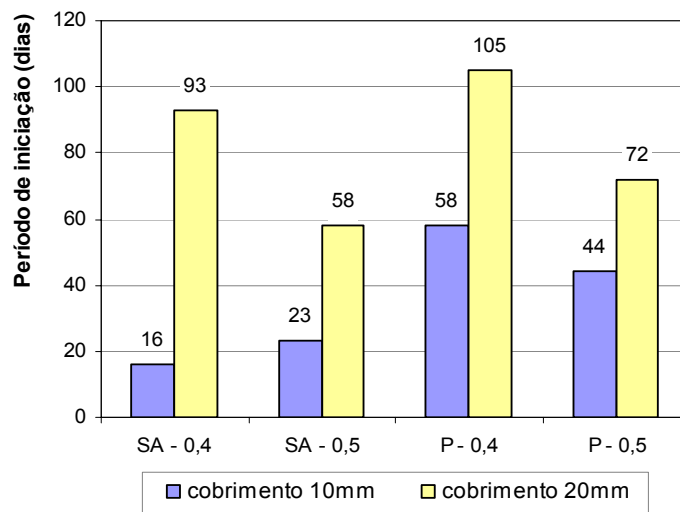
**Figura 4.16.** Evolução do potencial de corrosão das barras com cobrimento de 20 mm contidas nos corpos-de-prova de concreto de referência.





**Figura 4.17.** Evolução do potencial de corrosão das barras com cobrimento de 20 mm contidas nos corpos-de-prova de concreto com sílica ativa.

A Figura 4.18 apresenta o período de iniciação das barras embutidas nos concretos analisados em função da espessura de cobrimento. Este gráfico resume as análises e discussões feitas anteriormente.



**Figura 4.18.** Período de iniciação de corrosão das barras em função do tipo de concreto no qual estavam embutidas e da espessura de cobrimento.

#### 4.3.3.2 Variação de massa

A variação de massa dos corpos-de-prova durante a execução do ensaio acelerado de corrosão por ação de cloretos está apresentada desde a Figura 4.19 até a Figura 4.22. Os resultados estão agrupados de acordo com o tipo de mistura e mostram a variação de massa dos corpos-de-prova com espessura de cobrimento de 10 mm e 20 mm em relação à massa dos corpos-de-prova antes do início do ensaio, período no qual estes foram mantidos em

ambiente de laboratório. A massa dos corpos-de-prova variou em função do tipo de semi-ciclo ao qual estes foram submetidos.

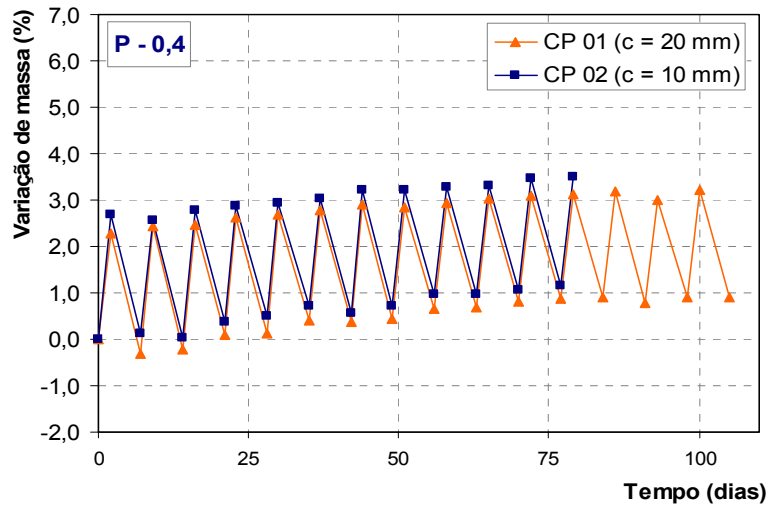


Figura 4.19. Variação de massa do concreto de referência com relação  $a/agl = 0,4$ .

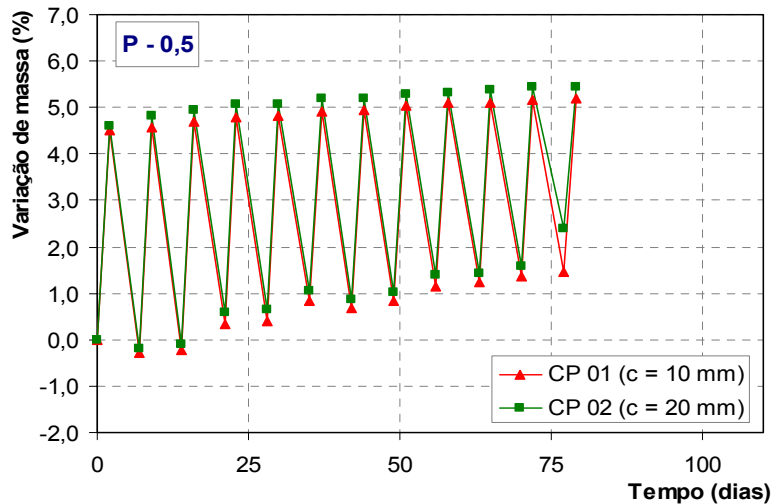


Figura 4.20. Variação de massa do concreto de referência com relação  $a/agl = 0,5$ .

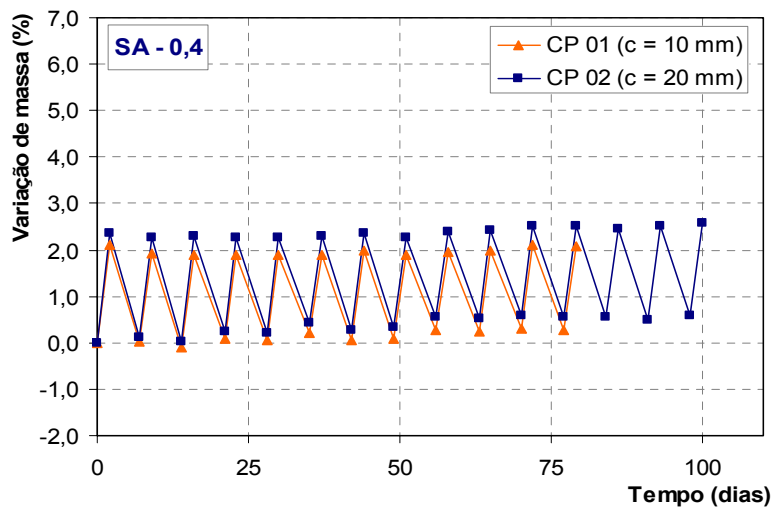
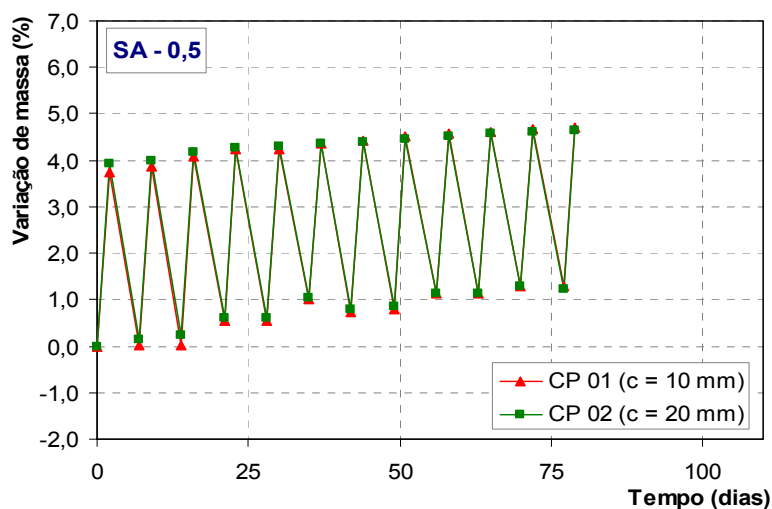


Figura 4.21. Variação de massa do concreto com sílica ativa com relação água/aglomerante 0,4.



**Figura 4.22.** Variação de massa do concreto com sílica ativa com relação água/aglomerante 0,5.

Em todas as misturas de concreto analisadas, a massa dos corpos-de-prova aumentou no decorrer do ensaio em ambos os semi-ciclos de forma que, ao final do ensaio, a massa dos corpos-de-prova foi maior do que aquela apresentada inicialmente. Este fato está associado ao acúmulo gradativo de NaCl na microestrutura do concreto e ao caráter higroscópico deste sal que retém água e aumenta o grau de umidade do concreto nos semi-ciclos de secagem.

As misturas com relação água/aglomerante 0,5 (Figura 4.20 e Figura 4.22) apresentaram maior amplitude de variação de massa do que as misturas com relação água/aglomerante 0,4 (Figura 4.19 e Figura 4.21). Além disso, uma menor amplitude de variação foi observada nas misturas com sílica ativa quando comparadas com as misturas de referência de mesma relação água/aglomerante. Tal comportamento é coerente com os resultados de absorção capilar e absorção por imersão (quando se utilizou secagem a 50°C) apresentados pelas misturas de sílica ativa que mostraram uma menor facilidade de absorção durante a imersão, bem como, com a distribuição dos diâmetros dos poros apresentada que conduz a uma maior dificuldade em perderem água durante a secagem. Assim, a mistura que apresentou maior variação de massa foi a P - 0,5 seguida pelas misturas SA - 0,5, P - 0,4 e SA - 0,4, nesta ordem.

Bauer & Helene (1996) utilizaram ciclos de imersão e secagem em um procedimento semelhante ao utilizado no presente trabalho em ensaios acelerados de corrosão. Segundo estes autores, a etapa de secagem atua de forma diferenciada em função do volume total dos poros existentes no concreto e da distribuição dos diâmetros destes de forma que, quando

submetidos às mesmas condições de umidade relativa e temperatura, diferentes misturas de concreto respondem de forma diferenciada, quanto ao grau de umidade final, em função da sua porosidade. Desta forma, misturas de concreto com maior volume e dimensão de poros permitem que a secagem seja mais efetiva enquanto que o contrário ocorre com misturas cujo volume e diâmetro dos poros é menor. Segundo McCarter & Watson (1997), poros largos e contínuos perdem água mais facilmente do que poros pequenos e tortuosos.

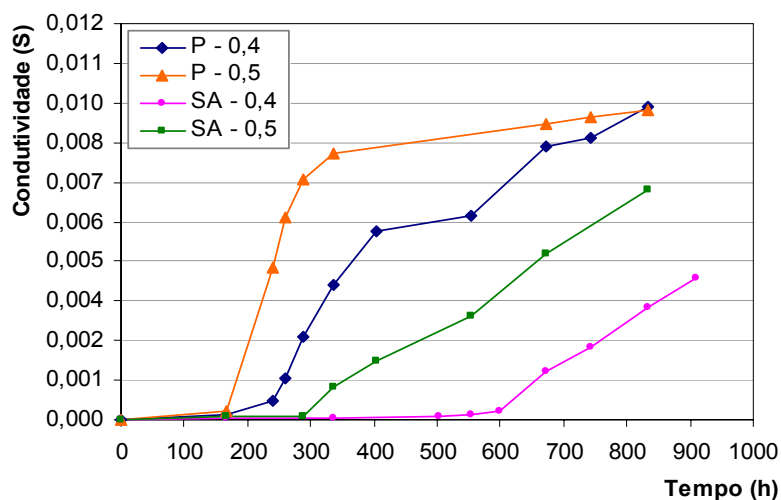
#### **4.3.4 Ensaio de migração de cloretos**

Os resultados obtidos a partir do ensaio de migração de cloretos realizado conforme o item 3.5.3.4 estão apresentados na presente seção.

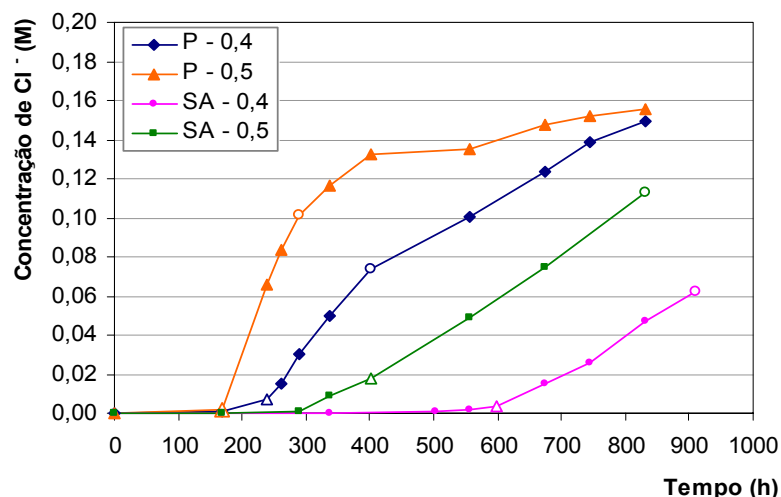
Durante o ensaio, foram medidas a corrente que atravessava as amostras, a concentração e a condutividade elétrica da solução da célula anódica. Além disso, a tensão efetivamente aplicada no corpo-de-prova foi monitorada em função da variação da concentração das soluções presentes nas células. A variação da tensão efetiva nos corpos-de-prova durante o ensaio encontra-se no Anexo D.

De uma forma geral, a tensão efetiva em todos os corpos-de-prova mostrou-se menor do que a tensão aplicada pela fonte e a queda de tensão observada foi maior nos primeiros dias de ensaio, enquanto a solução da célula anódica apresentava pequenas concentrações, e diminuiu com o aumento da quantidade de cloretos nestas células.

A Figura 4.23 apresenta o resultado do monitoramento da condutividade elétrica da solução presente na célula anódica, célula inicialmente isenta de cloretos, durante o ensaio de migração. Os valores de condutividade obtidos referem-se à temperatura de 25°C ajustados automaticamente pelo aparelho utilizado que considera um acréscimo de 2% na condutividade da solução quando a temperatura aumenta 1°C. A variação da concentração de cloretos da célula anódica medida durante a realização do ensaio conforme o procedimento descrito na seção 3.5.3.4 encontra-se na Figura 4.24. Os dados apresentados nestas duas figuras referem-se à média dos resultados obtidos nas duas amostras utilizadas para cada tipo de mistura. Os resultados individuais encontram-se no Anexo D.



**Figura 4.23.** Evolução da condutividade elétrica (25°C) da solução presente na célula anódica durante o ensaio de migração.



**Figura 4.24.** Evolução da concentração de cloretos da solução presente na célula anódica durante o ensaio de migração ( $\Delta$  = início do estado estacionário e  $\circ$  = final do estado estacionário).

A comparação dos perfis de evolução da condutividade elétrica (Figura 4.23) e da concentração de cloretos (Figura 4.24) da solução da célula anódica sugere a existência de uma correlação entre estes dois parâmetros. Resultados semelhantes foram obtidos por Castellote et al (2001) que observaram a existência de uma correlação linear entre a condutividade e a concentração de cloretos da solução da célula anódica utilizada em ensaios de migração. Estes autores sugerem o cálculo da concentração de cloretos da célula anódica a partir dos valores de condutividade medidos diretamente nas células como uma alternativa mais prática da execução do ensaio. A correlação que melhor se adequou aos resultados obtidos neste trabalho foi exponencial e encontra-se no Anexo D.

O perfil da concentração de cloretos na célula anódica (Figura 4.24) fornece indicações do período de tempo necessário para que os íons cloretos atravessem o corpo-de-prova e da velocidade com que estes íons chegam à célula inicialmente isenta de cloretos após ser estabelecido o estado estacionário.

Pode-se observar que, para todas as misturas de concreto, o aumento da concentração de cloretos na célula anódica mostrou uma tendência bem definida conforme os estágios propostos por Dhir et al. (1990). O estado não-estacionário da difusão representa o período em que o transporte dos íons através do concreto ocorre de forma combinada com a fixação destes íons às fases do cimento enquanto que o estágio estacionário refere-se ao período em que a fixação não ocorre mais e o fluxo dos íons cloreto no concreto se dá em uma taxa constante (CASTELLOTE et al., 2001).

A difusão de íons cloreto durante o estado não-estacionário é associada a um parâmetro denominado *time-lag* ( $\tau$ ) que tem sido utilizado por outros autores (CASTELLOTE et al., 2001; SHAFIQ, 2004) para caracterizar o período de tempo em que a difusão se mantém no regime não-estacionário. O *time-lag* é definido como o tempo em que os íons cloreto levam para estabelecer um fluxo constante através do concreto em ensaios de migração ou difusão (CASTELLOTE et al., 2001) e foi obtido por meio da interseção entre o prolongamento da reta que caracteriza o regime estacionário e o eixo do tempo nos gráficos apresentados na Figura 4.24.

Um dos parâmetros utilizados para caracterizar o transporte de íons no interior do concreto durante o estado estacionário é o fluxo de íons ( $J$ ) que representa a velocidade com que os íons são transportados no interior do concreto (ANDRADE, 1993). O fluxo de íons ( $J$ ) foi calculado a partir da inclinação da parte linear das curvas mostradas na Figura 4.24. Esta figura mostra os pontos considerados como o início e o final do estado estacionário nos resultados obtidos para cada mistura de concreto.

A Tabela 4.7 apresenta os resultados de *time-lag* ( $\tau$ ) e fluxo de íons ( $J$ ) obtidos. Percebe-se que, na maioria dos casos, o *time-lag* e o fluxo ( $J$ ) variam significativamente em função das características microestruturais das misturas de concreto analisadas.

**Tabela 4.7.** Time-lag, fluxo de íons cloreto calculados por meio dos resultados obtidos no ensaio de migração.

Mistura	Estado não-estacionário	Estado estacionário
	Time-lag (h)	J (mol/(s.cm <sup>2</sup> ))
SA - 0,4	586,7	1,68 x 10 <sup>-9</sup>
SA - 0,5	331,4	1,88 x 10 <sup>-9</sup>
P - 0,4	233,1	4,33 x 10 <sup>-9</sup>
P - 0,5	165,1	7,78 x 10 <sup>-9</sup>

Em uma análise global, constata-se que as misturas com sílica ativa apresentaram menores fluxos de íons no estado estacionário e maiores valores de *time-lag* do que as misturas de referência de mesma relação água/aglomerante. Os resultados são coerentes com diversos estudos citados por Aïtcin (2000) que mostraram a tendência de materiais cimentícios suplementares, como é o caso da sílica ativa, muito frequentemente, reduzirem significativamente a mobilidade dos íons cloreto no concreto. Esse resultado demonstra um melhor desempenho das primeiras misturas quanto à penetrabilidade dos íons cloreto e reflete o efeito do aumento da tortuosidade e da melhor distribuição dos diâmetros dos poros provocados pelas reações pozolânicas da sílica que dificultam a movimentação iônica.

Analisando as misturas de referência e as misturas com sílica ativa entre si, percebe-se que a redução da relação água/aglomerante também provoca um aumento considerável no *time-lag* possivelmente relacionado à diminuição do volume de poros. No entanto, em relação ao fluxo de íons (J), a relação água/aglomerante apresentou influência significativa apenas nas misturas de referência entre as quais o fluxo de íons na mistura P - 0,4 foi muito menor do que o fluxo na P - 0,5 (Tabela 4.7). As misturas com sílica ativa não demonstraram este comportamento e apresentaram fluxo de íons muito semelhantes nas duas relações água/aglomerante utilizadas. Este resultado é contrário ao citado por Aïtcin (2000) que defende a relação água/aglomerante como o principal parâmetro de influência na penetração de íons cloreto no concreto.

Além disso, espera-se que a velocidade do transporte (fluxo) dos íons através do concreto, mesmo no estágio estacionário da difusão, aumente com o aumento do volume e das dimensões dos poros. No entanto, os resultados obtidos no presente projeto experimental mostraram ser pequena a influência das diferentes características microestruturais apresentadas pelas misturas SA - 0,4 e SA - 0,5 no fluxo dos íons, pois estas misturas apresentaram volume total de poros e quantidade de poros de pequenas dimensões bastante distintos.

A partir dos resultados apresentados na Tabela 4.7 foram calculados os coeficientes de difusão de cloretos no estado estacionário ( $D_s$ ) e não-estacionário ( $D_{ns}$ ), conforme a metodologia proposta por Castellote et al. (2001) descrita no Anexo B. Os resultados estão dispostos na Tabela 4.8.

**Tabela 4.8.** Coeficiente de difusão calculados por meio dos resultados obtidos no ensaio de migração.

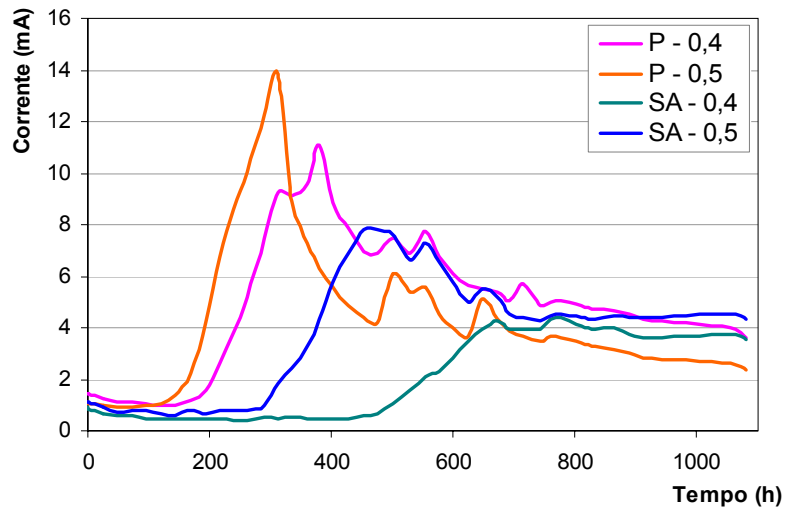
Mistura	Estado estacionário	Estado não-estacionário
	$D_s$ (cm <sup>2</sup> /s)	$D_{ns}$ (cm <sup>2</sup> /s)
SA - 0,4	$1,25 \times 10^{-8}$	$1,16 \times 10^{-8}$
SA - 0,5	$1,29 \times 10^{-8}$	$2,23 \times 10^{-8}$
P - 0,4	$3,36 \times 10^{-8}$	$2,96 \times 10^{-8}$
P - 0,5	$6,18 \times 10^{-8}$	$4,93 \times 10^{-8}$

Pode-se observar que os coeficientes de difusão seguiram a mesma tendência apresentada pelo fluxo de íons e pelo *time-lag*: entre as misturas de mesma relação água/aglomerante, menores coeficientes de difusão foram obtidos nas misturas que continham sílica ativa em comparação às misturas de referência e, entre as misturas de mesmo tipo, as misturas com relação água/aglomerante 0,5 apresentaram coeficientes de difusão maiores do que as misturas com relação água/aglomerante 0,4. Esses resultados refletem a tendência de diminuição do coeficiente de difusão devido à diminuição do volume e ao refinamento dos diâmetros dos poros.

Importante salientar que resultados de mesma ordem de grandeza foram obtidos por Meira (2004) que, utilizando o método empregado neste trabalho, obteve coeficiente de difusão no estado não-estacionário de  $3,31 \times 10^{-8}$  cm<sup>2</sup>/s em concreto produzido com cimento CII F - 32 e relação água/cimento igual a 0,5.

Em paralelo às medidas de condutividade e à determinação da concentração de cloretos da solução da célula anódica, monitorou-se a intensidade da corrente elétrica gerada devido à diferença de potencial aplicada. A média dos resultados obtidos nas duas amostras de concreto utilizadas para cada tipo de mistura encontra-se na Figura 4.25.





**Figura 4.25.** Intensidade da corrente elétrica que atravessava os corpos-de-prova durante o ensaio de migração.

No ensaio de migração de cloretos, a intensidade da corrente elétrica que atravessa o corpo-de-prova está relacionada à quantidade de íons cloreto que migram da célula anódica para a célula catódica. Pode-se notar que o valor máximo de corrente referente a cada mistura de concreto (representado pelo pico das curvas mostradas na Figura 4.25) seguiu a tendência decrescente apresentada pelo fluxo de íons (Tabela 4.7) de forma que as misturas que apresentaram maior fluxo de íons foram caracterizadas por maiores valores de corrente. No entanto, não foi possível observar nenhuma correlação entre a evolução da corrente medida com o tempo e os estágios estacionário e não-estacionário da difusão de cloretos.

## **5. ANÁLISE DOS RESULTADOS**

O presente capítulo contém a análise dos resultados apresentados no capítulo 4 obtidos por meio dos ensaios descritos no capítulo 3.

Inicialmente são analisadas as características das misturas de concreto utilizadas por meio da avaliação da estrutura dos poros da matriz (volume total e distribuição do diâmetro dos poros) e a sua correlação com a resistência à compressão e os índices de absorção total e absorção por capilaridade apresentados.

Conforme os objetivos do presente trabalho, será feita a análise da influência das alterações da microestrutura do concreto e da presença de íons cloretos adicionados à água de amassamento na resistividade elétrica. Serão apresentadas correlações entre a resistividade medida nas amostras de concreto e a absorção e a difusividade iônica por elas apresentadas, como também, com a iniciação da corrosão das armaduras nele contidas.

Ademais, com base nos resultados obtidos, será apresentada uma análise da viabilidade de utilização da metodologia proposta por Andrade (2004) para prever o período de iniciação de corrosão em estruturas de concreto armado.

### **5.1 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO**

Na presente pesquisa, foram utilizados concretos com características microestruturais diferenciadas com o objetivo de analisar as suas influências na resistividade elétrica e em propriedades relacionadas à sua durabilidade. Foram utilizadas diferentes relações água/aglomerante (0,4 e 0,5) e diferentes percentuais de sílica ativa (0% e 10%) em substituição à massa de cimento. Manteve-se fixo em todas as misturas o consumo de aglomerante, cerca de  $532 \text{ kg/m}^3$ , e os traços utilizados nas misturas de referência foram 1:1,54:1,53:0,4 e 1:1,50:1,30:0,5 (cimento: areia: brita: água).

A partir dos resultados obtidos, foi possível observar que a redução da relação água/aglomerante e a utilização da sílica ativa provocaram alterações na rede de poros do concreto e, conseqüentemente, influenciaram a absorção e a resistência mecânica dos concretos analisados. Foram constatadas a redução do volume total de poros quando a

relação água/aglomerante foi reduzida e a melhor distribuição dos diâmetros dos poros, especialmente quando a sílica ativa foi utilizada.

De uma forma geral, as misturas com relação água/aglomerante 0,4 apresentaram volumes totais de poros, medidos por meio do ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio, e índices de vazios inferiores aos obtidos nas misturas de relação água/aglomerante 0,5. Este comportamento conferiu às misturas de relação água/aglomerante 0,4 menores resultados de absorção capilar, absorvidade e absorção por imersão e maior resistência à compressão do que as misturas com relação água/aglomerante 0,5. A redução da absorção das misturas com relação água/aglomerante 0,4 pode ser associada à redução do volume total, do diâmetro e da continuidade dos poros.

Nas misturas que continham sílica ativa foi possível observar a redução do volume de poros de maior diâmetro ( $>0,1 \mu\text{m}$ ) e o aumento da quantidade de poros menores, com dimensões entre  $0,006 \mu\text{m}$  e  $0,05 \mu\text{m}$ , independente da relação água/aglomerante utilizada. Conforme Detwiler & Mehta (1989), o refinamento dos poros provocados pela sílica ativa pode ser inicialmente associado ao efeito físico do preenchimento dos vazios da matriz com as partículas de sílica, seguido de um efeito químico associado às reações pozolânicas. No entanto, como o refinamento dos poros torna-se mais significativo com o passar do tempo nota-se uma influência preponderante da reação pozolânica.

Tendo como base a teoria da absorção capilar, quanto menor for o diâmetro dos capilares, maiores serão as pressões capilares e, conseqüentemente, maior e mais rápida será a absorção de água. No entanto, Holland apud Lopes (1999) afirma que a redução dos diâmetros dos poros capilares promovida pela sílica ativa vem acompanhada pelo aumento da probabilidade de poros contínuos se tornarem descontínuos. Além disso, espera-se que a presença de capilares menos intercomunicáveis no concreto tenha como resultado menores alturas de sucção e menores volumes absorvidos. Neste sentido, os resultados obtidos no presente trabalho se mostram coerentes pois foi observado que as misturas com sílica apresentaram absorção capilar bastante inferior à apresentada pelas misturas de referência de mesma relação água/aglomerante.

A redução dos vazios da matriz também tem influência na resistência mecânica. Já é amplamente conhecido que a redução da relação água/aglomerante aumenta a resistência à

compressão de materiais à base de cimento. De acordo com Aïtcin (2003), a redução da quantidade de água utilizada na mistura aumenta a proximidade entre os grãos de cimento não hidratados (no estado fresco) resultando em matrizes menos porosas, essencialmente compostas por produtos de hidratação mais compactos e menos cristalinos. Assim, como a resistência da pasta hidratada do cimento Portland é derivada principalmente das forças de van der Waals (AÏTCIN, 2000), quanto mais compactos os produtos de hidratação e quanto menos porosas as matrizes, maior será a resistência mecânica.

As misturas que continham sílica apresentaram resistência à compressão significativamente superior às misturas de referência de mesma relação água/aglomerante mesmo quando o volume total de poros da mistura com sílica ativa foi superior ao da mistura de referência, como foi o caso das misturas de relação água/aglomerante 0,5. Segundo Goldman & Bentur (1989), isto ocorre devido à influência da sílica ativa na microestrutura da zona de transição e, conseqüentemente, no fortalecimento da ligação agregado-pasta que, de acordo com estes autores, é a principal contribuição da sílica ativa no incremento da resistência do concreto.

É importante salientar que, devido aos traços utilizados, as misturas com relação água/aglomerante 0,5 possuíram teor de agregados menor do que as misturas de relação água/aglomerante 0,4. De acordo com Popovics (1990), um menor teor de agregado resulta em uma menor exsudação no concreto e, conseqüentemente, menor dano à aderência entre o agregado e a pasta. No entanto, a espessura da zona de transição aumenta com o aumento da relação água/cimento. Assim, os efeitos do teor de agregados e da relação água/aglomerante atuaram de forma diferente nos dois grupos de misturas utilizados na presente pesquisa e, com os dados obtidos, não é possível afirmar qual apresentou maior influência.

Uma outra observação importante é sobre a sensibilidade dos resultados de absorção por imersão e índice de vazios das misturas com sílica ativa à temperatura de secagem utilizada durante a execução do ensaio. Os resultados variaram em função da menor facilidade destas misturas em perderem água em relação às misturas de referência.

Comparando-se os resultados obtidos nos dois procedimentos adotados, observa-se que os referentes à temperatura de secagem de 50°C mostraram-se coerentes com os resultados obtidos por meio dos ensaios de resistência à compressão e absorção capilar, porém, não

mostraram correlação com os resultados obtidos nos demais ensaios. Para esta temperatura de secagem, as misturas com sílica apresentaram menor absorção por imersão e menor índice de vazios do que as misturas de referência de mesma relação água/aglomerante.

## **5.2 RESISTIVIDADE ELÉTRICA**

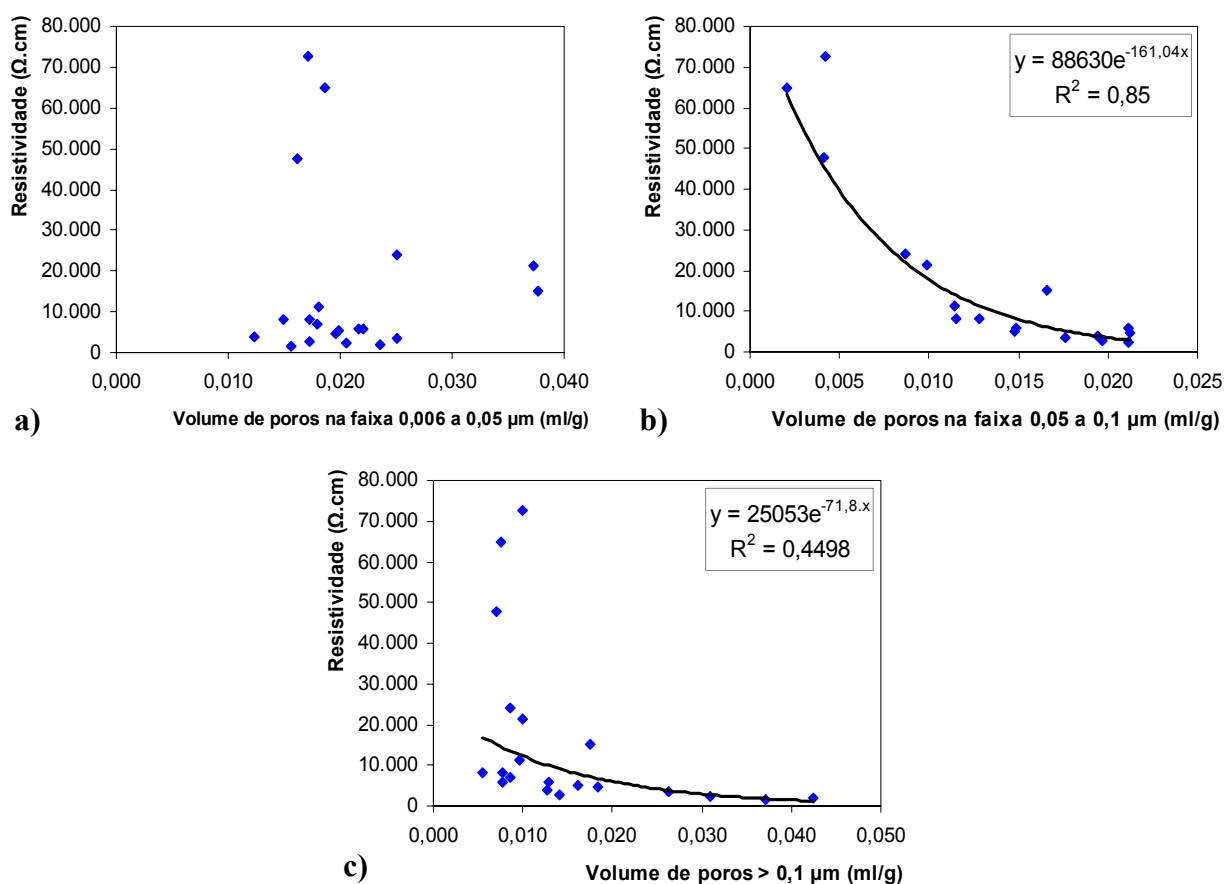
### **5.2.1 Correlação com a microestrutura do concreto**

Diversos autores afirmam que a resistividade elétrica do concreto está relacionada às características microestruturais da matriz de cimento: porosidade total, distribuição de tamanho e conectividade dos poros e condutividade da solução aquosa presente no seu interior (SHEKARCHI et al., 2004; WHITING & NAGI, 2003; ANDRADE, 1998; HUNKELER, 1996). Segundo Hunkeler (1996), a microestrutura do concreto é influenciada por vários fatores, tais como, relação água/cimento, consumo de cimento, grau de hidratação, tipo e quantidade de adições minerais, que se refletem na sua resistividade elétrica.

A partir dos resultados obtidos, foi possível perceber o aumento da resistividade elétrica ocasionado tanto pela redução da relação água/aglomerante quanto pelo emprego da sílica ativa nos concretos analisados. A resistividade das misturas com relação água/aglomerante 0,4 foi maior do que a resistividade das misturas com relação água/aglomerante 0,5. Além disso, as misturas com sílica ativa mostraram-se muito mais resistivas do que as misturas de referência de mesma relação água/aglomerante.

A Figura 5.1 apresenta o volume total de poros obtidos por meio da porosimetria por intrusão de mercúrio e a resistividade elétrica das misturas analisadas. Os dados de cada mistura de concreto referem-se às medidas efetuadas em cada idade de análise (3, 7, 28, 63 e 91 dias).





**Figura 5.2.** Correlação entre a resistividade elétrica e o volume de poros: a) com diâmetros entre 0,006 μm e 0,05 μm e 0,1 μm, b) entre 0,05 μm e 0,1 μm e c) maiores do que 0,1 μm.

Como pode ser visto na Figura 5.2, ocorreu o aumento da resistividade elétrica com a redução do volume de poros com diâmetros entre 0,05 μm e 0,1 μm e maiores do que 0,1 μm. No entanto, analisando-se os poros com diâmetros entre 0,006 μm e 0,05 μm, não foi observada nenhuma tendência comum do comportamento da resistividade. Além disso, é possível constatar uma boa correlação entre a resistividade elétrica e o volume de poros com diâmetros entre 0,05 μm e 0,1 μm.

A relação entre a continuidade dos poros e a resistividade elétrica do concreto tem sido citada por alguns autores. Andrade (1998) chega a afirmar que, em um concreto saturado, a resistividade é o parâmetro que melhor representa a conectividade dos poros. Esta afirmação é coerente, pois, de acordo com McCarter et al. (1997), a condução da corrente elétrica através do concreto ocorre por meio de poros capilares e contínuos preenchidos com água e microfissuras presentes na matriz. Nota-se então, que a passagem da corrente elétrica através do concreto e a resistividade dependem, além da quantidade e da concentração da água presente no interior do concreto, da continuidade dos poros.

Segundo Monfore (1968), a resistividade de um material compósito constituído de partículas não-condutoras embebidas em uma matriz condutora pode ser expressa em termos do comprimento efetivo da trajetória a ser percorrida pela corrente que será maior do que a dimensão do material na direção da corrente por causa da obstrução das partículas. Como a resistividade de um material é diretamente proporcional ao seu comprimento (na direção da corrente), quanto maior for o comprimento efetivo, maior será a resistividade elétrica. O conceito de comprimento efetivo pode ser aplicado à microestrutura da matriz de concreto conduzindo ao raciocínio de que o aumento da tortuosidade dos poros também provoque o aumento da resistividade elétrica.

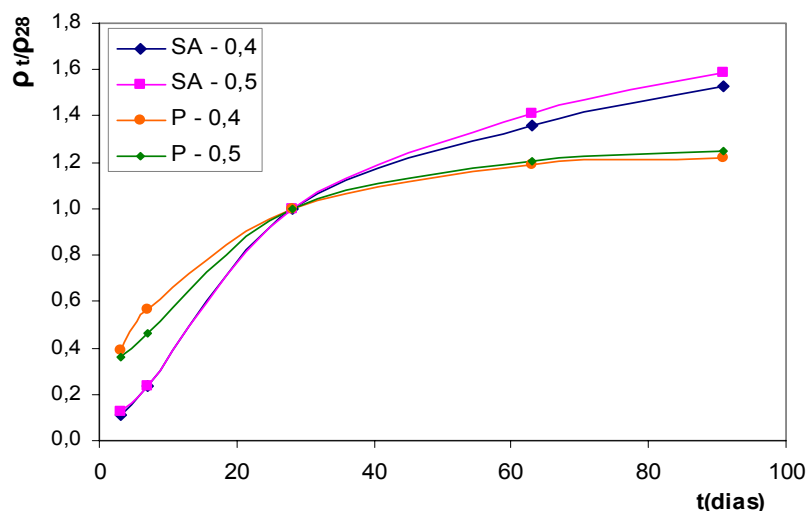
### **5.2.2 Evolução da resistividade com o grau de hidratação**

Os resultados obtidos no presente trabalho mostram a evolução da resistividade elétrica do concreto com o passar do tempo. Os resultados aqui apresentados referem-se à resistividade elétrica medida nos corpos-de-prova isentos de cloretos (item 4.2.1.1).

De acordo com McCarter & Watson (1997), o aumento da resistividade em um mesmo tipo de concreto pode estar associado ao grau de saturação do sistema de poros e às características de hidratação da matriz. Como, na presente pesquisa, as medidas de resistividade foram feitas nos corpos-de-prova em condições saturadas, espera-se que o incremento da resistividade com o passar do tempo esteja relacionado ao avanço do processo de hidratação do cimento.

A Figura 5.3 mostra a relação  $\rho_t/\rho_{28}$  dos valores de resistividade obtidos em cada idade de análise. Estes resultados representam a tendência de evolução da resistividade elétrica com o tempo em relação à resistividade medida aos 28 dias.





**Figura 5.3.** Variação da relação  $\rho_t/\rho_{28}$  em função da idade para os concretos analisados.

Embora os valores de resistividade absolutos das misturas de concreto tenham sido diferentes em todas as idades, na Figura 5.3, pode-se observar uma tendência muito similar da evolução da resistividade nas misturas de concreto de mesmo tipo, independentemente da relação água/aglomerante utilizada.

As amostras com sílica ativa (SA - 0,4 e SA - 0,5) apresentaram praticamente a mesma tendência de evolução da resistividade. Nestas misturas, a resistividade elétrica aos 3 dias, 7 dias, 63 dias e 91 dias representou respectivamente 12%, 24%, 139% e 155% da resistividade medida aos 28 dias. Foi observado um comportamento semelhante entre as misturas de referência que, com exceção da resistividade aos 7 dias, apresentaram relações bastante semelhantes quando comparadas com a resistividade aos 28 dias, cerca de 37% aos 3 dias, 51% aos 7 dias, 120% aos 63 dias e 123% aos 91 dias.

De acordo com McCarter & Watson (1997), em condições saturadas, ocorre o aumento da resistividade porque os produtos da hidratação do cimento aumentam a tortuosidade e diminuem o diâmetro dos poros, dificultando a movimentação iônica. De acordo com Andrade (2004), a resistividade aumenta com o tempo devido ao refinamento da estrutura dos poros em uma evolução similar à que ocorre com a resistência mecânica devido ao avanço da hidratação.

Estudos desenvolvidos por Lopes (1999) mostraram que misturas de concreto que continham 8% de sílica ativa com diferentes relações água/aglomerante e misturas de referência (sem adições) apresentaram uma tendência única de evolução da resistência à

compressão (representada pela proporção da resistência medida aos 3 dias e 7 dias e a resistência aos 28 dias). Este comportamento é semelhante ao observado quanto à evolução da resistividade. No entanto, Lopes (1999) constatou que o uso da sílica ativa não alterou a tendência de crescimento da resistência à compressão dos concretos o que não ocorreu nos resultados obtidos no presente trabalho, pois a evolução da resistividade foi diferente entre as misturas que continham sílica e as de referência.

De acordo com Basheer et al. (2002), caso não haja fatores externos que influenciem a concentração iônica da água dos poros e caso o concreto esteja completamente saturado, após cerca de 14 dias, a resistividade elétrica torna-se relativamente constante. Os resultados obtidos não demonstraram a tendência de estabilização citada por Basheer et al. (2002), pois mesmo após 28 dias foram observados incrementos na resistividade elétrica.

### **5.2.3 Correlação com a concentração de cloretos livres no concreto**

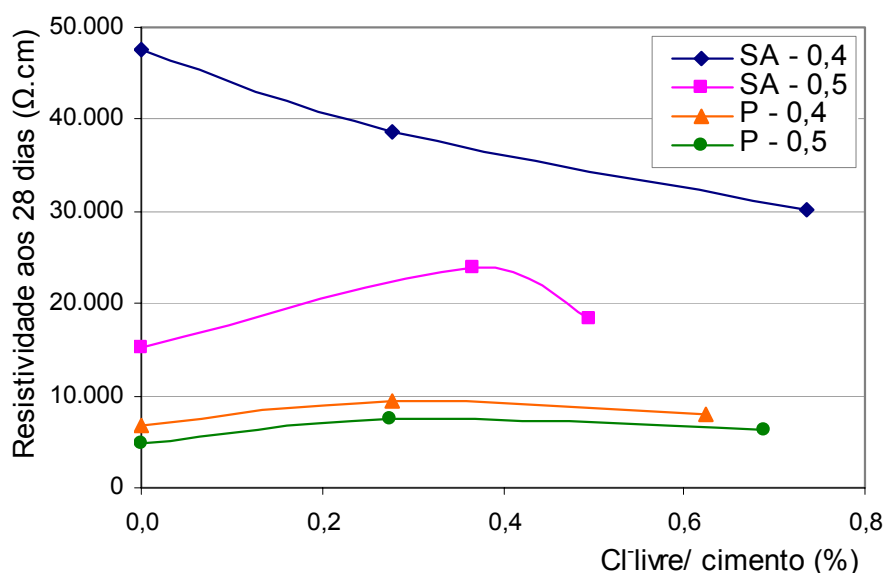
Segundo Whittington et al. (1981), a condução da corrente elétrica através da pasta de cimento pode ocorrer por dois caminhos: por meio da água evaporável, livre no interior dos poros que irá depender da concentração iônica, da temperatura e do tipo de íons presentes na solução; e através do gel, da água do gel, e partículas não hidratadas de cimento, particularmente compostas por ferro, alumínio e cálcio.

De acordo com Whiting & Nagi (2003), dentre outros fatores, a resistividade elétrica do concreto é função da concentração de íons e da mobilidade destes na solução aquosa dos poros. No entanto, Andrade (2004) afirma que o impacto da composição química da solução dos poros na resistividade do concreto é pequeno presumindo-se que a resistividade da solução do poro é muito pequena em comparação à resistividade do concreto endurecido (varia entre 30  $\Omega$ .cm a 100  $\Omega$ .cm).

Andrade (2004) afirma que, em concretos contaminados por cloretos, a resistividade é reduzida, porém em pequenas proporções, pois a resistividade de soluções alcalinas não é muito reduzida na presença de cloretos. Entretanto, estudos desenvolvidos por Monfore (1968) em pastas de cimento com relação água/cimento 0,5 apresentaram um decréscimo de 26% da resistividade aos 7 dias e 24% aos 28 dias quando a concentração de cloretos aumentou de 1% para 4%.

Os resultados obtidos no presente trabalho mostraram que o aumento da concentração de cloretos livres não provocou uma tendência comum em todas as misturas. A mistura SA - 0,4 apresentou uma tendência clara de diminuição da resistividade com o aumento da concentração de cloretos livres. No entanto, na mistura SA - 0,5, ocorreu inicialmente um aumento da resistividade quando o concreto apresentou cerca de 0,37% de cloretos seguida de uma redução quando a concentração de cloretos aumentou para cerca de 0,5%. As misturas de referência, P - 0,4 e P - 0,5, apresentaram um comportamento semelhante ao observado na mistura SA - 0,5, porém os valores de resistividade foram mais próximos, o que demonstra a pequena influência da concentração de cloretos na resistividade elétrica.

A Figura 5.4 apresenta a relação entre a resistividade dos corpos-de-prova de concreto medida aos 28 dias e a concentração de cloretos livres (em relação à massa de cimento) neles presentes.



**Figura 5.4.** Influência da concentração de cloretos livres na resistividade elétrica medida aos 28 dias.

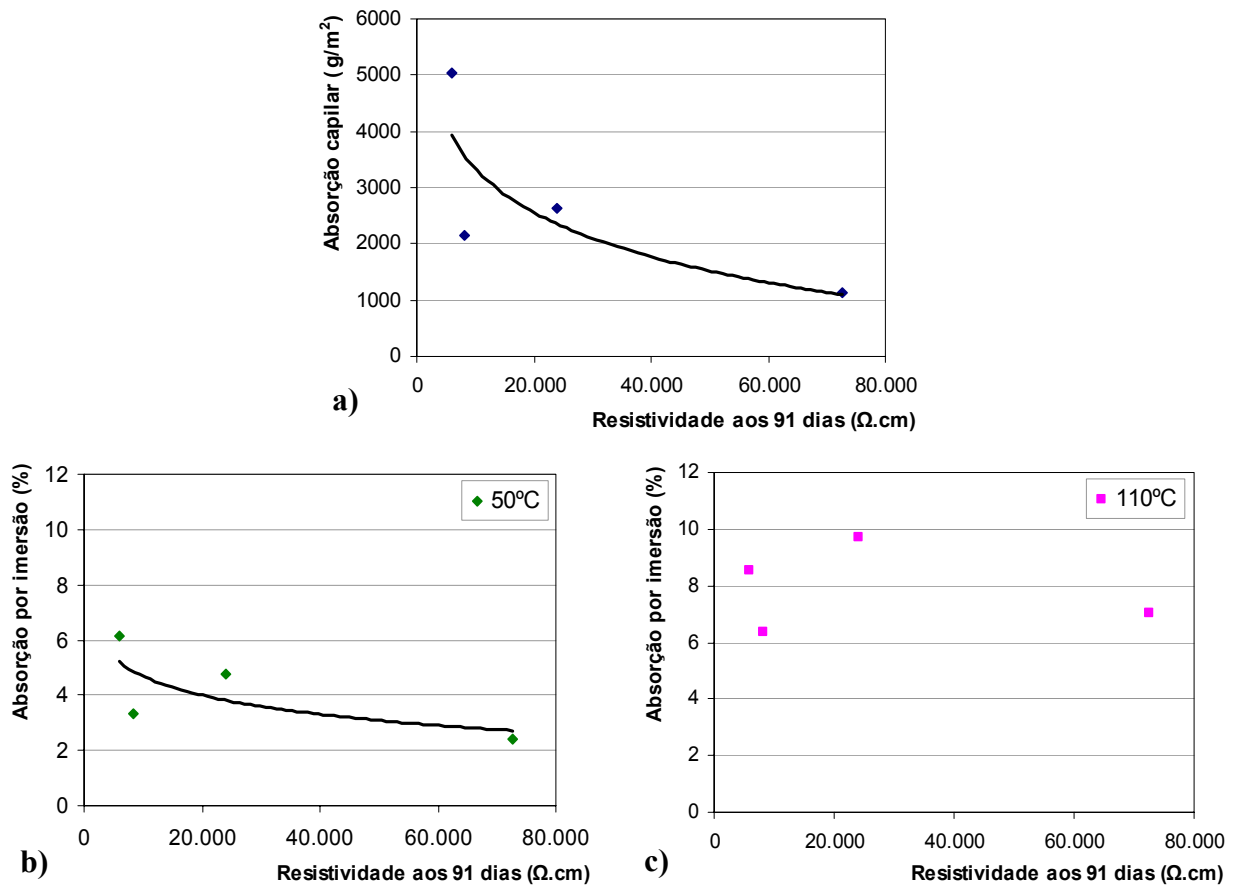
Analisando-se soluções com adição de diferentes concentrações de NaCl (0 a 5 M), Hunkeler (1996) concluiu que a influência da concentração de cloretos na resistividade da água do poro diminui com o aumento da quantidade de álcalis do cimento presentes. Assim, a influência dos cloretos na resistividade elétrica pode variar em função do tipo de cimento e das adições minerais utilizadas. Este fenômeno pode justificar a maior influência dos cloretos na resistividade elétrica das misturas com sílica ativa em relação às misturas de referência.

Segundo Duchesene et al. apud Shi (2004), os materiais cimentícios suplementares, como é caso da sílica ativa, incorporam mais álcalis aos produtos da hidratação, o que resulta em concentração mais baixa de álcalis ou pH mais baixo na solução de poro. Partindo-se desse pressuposto, espera-se uma maior influência da concentração de cloretos nas misturas que contenham adições minerais, o que se mostrou compatível com os resultados obtidos nesta pesquisa.

Uma possível explicação para o aumento da resistividade nas misturas de concreto contaminadas por adição de cloretos à água de amassamento foi citada por Pruckner & Gjorv (2004). Estes autores afirmam que a adição de cloreto de sódio ao concreto fresco provoca um aumento do pH da solução aquosa dos poros devido à formação de NaOH aquoso durante as reações de fixação dos íons cloreto. Este aumento da alcalinidade funcionaria como um ativador da hidratação do cimento tornando a estrutura da pasta mais densa e com poros menores. No entanto, em estudos desenvolvidos por estes autores, não foram observadas alterações na resistividade elétrica do concreto medida após os 56 dias quando se utilizou 0,5 mol de NaCl por kg de cimento (cerca de 1,8% Cl<sup>-</sup> em relação à massa de cimento), e a resistividade diminuiu quando se utilizou 1,5 mol de NaCl por kg de cimento (cerca de 5,3% de Cl<sup>-</sup> em relação à massa de cimento). Ademais, não é possível afirmar ser esta a justificativa do aumento da resistividade elétrica quando foi adicionado cloreto no concreto, pois este comportamento não foi observado em todas as misturas.

#### **5.2.4 Correlação com a absorção do concreto**

Conforme apresentado na seção 5.2.1, a resistividade elétrica é um parâmetro bastante sensível à distribuição dos diâmetros e à conectividade dos poros, características bastante importantes para a absorção de água do concreto. A Figura 5.5 apresenta a correlação entre os resultados de absorção capilar e absorção por imersão e a resistividade das misturas aos 91 dias, idade após a qual os ensaios de absorção foram realizados.



**Figura 5.5.** Correlação entre a absorção capilar (a) e a absorção por imersão (b) e (c) com a resistividade elétrica aos 91 dias.

A Figura 5.5(a) mostra uma tendência de redução da absorção capilar com o aumento da resistividade elétrica do concreto, contudo sem apresentar uma correlação clara com este parâmetro. A absorção por imersão também mostrou uma tendência de redução com o aumento da resistividade quando, durante o ensaio de absorção, a secagem preliminar das amostras foi realizada à temperatura de 50°C. Quando foi utilizada a temperatura de secagem de 100°C, a absorção por imersão obtida não apresentou uma tendência bem definida, como pode ser visto na Figura 5.5(c).

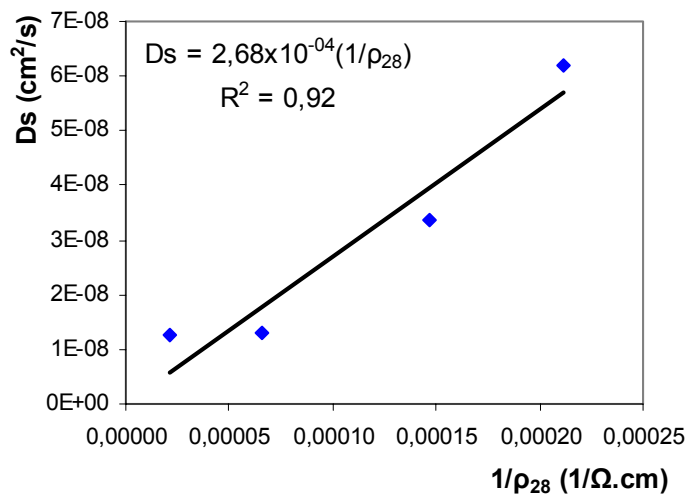
### 5.2.5 Correlação com a difusividade

As análises anteriores mostraram que a resistividade elétrica do concreto é influenciada por características microestruturais que estão intimamente relacionadas à sua resistência à penetração de agentes agressivos e a outros fatores que influenciam a sua durabilidade. Segundo Andrade (2004), a resistividade é um parâmetro que leva em conta as principais propriedades relacionadas à durabilidade do concreto armado, pois fornece indicações sobre

a conectividade dos poros e, por consequência, da resistência do concreto à penetração de líquidos ou gases.

A relação entre a resistividade elétrica e a difusividade iônica tem sido citada por diversos autores (ANDRADE, 2004; SHEKARCHI et al., 2004; POLDER, 2002; TONG & GJØRV, 2001). Os resultados obtidos no presente trabalho demonstraram a existência de uma correlação entre estes dois parâmetros e indicaram o decréscimo da difusividade com o aumento da resistividade.

A Figura 5.6 apresenta a correlação obtida, utilizando-se o método dos mínimos quadrados, entre o coeficiente de difusão no estado estacionário ( $D_s$ ) apresentado pelos concretos analisados e o inverso da resistividade<sup>4</sup> elétrica medida aos 28 dias. Os dados obtidos mostram uma correlação linear entre estes parâmetros que apresentou um bom coeficiente de correlação. A figura também mostra a equação que representa a curva de regressão obtida.



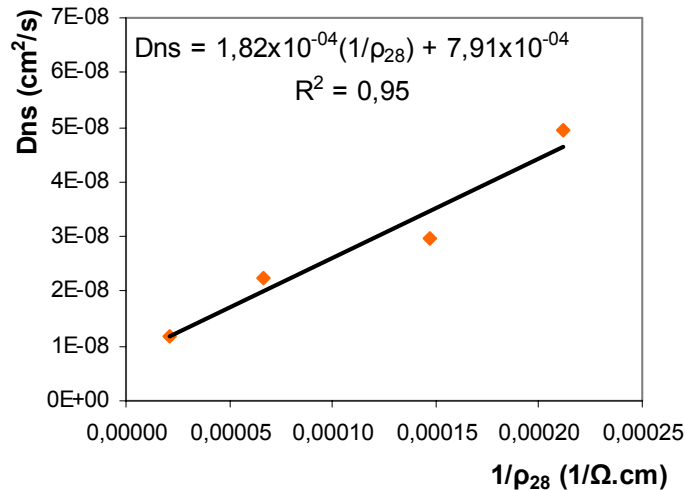
**Figura 5.6.** Correlação entre o coeficiente de difusão no estado estacionário e o inverso da resistividade.

A correlação linear entre o coeficiente de difusão no estado estacionário ( $D_s$ ) e o inverso da resistividade foi sugerida por Andrade (2004), tendo como base a Lei de Einstein (Equação 2.23).

A Figura 5.7 apresenta a correlação obtida entre o coeficiente de difusão no estado não-estacionário ( $D_{ns}$ ) e o inverso da resistividade elétrica (aos 28 dias) e a equação que

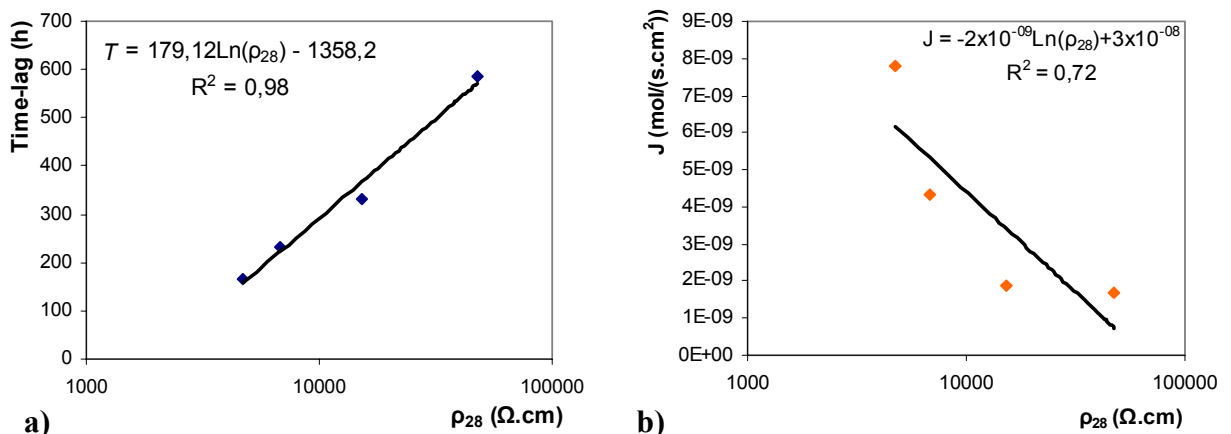
<sup>4</sup> O inverso da resistividade elétrica de um material é definido como a sua condutividade elétrica.

representa a curva de regressão correspondente. Semelhantemente ao que foi observado para o coeficiente de difusão no estado estacionário, a correlação linear apresentou bom coeficiente de correlação. Polder (2002) também apresentou uma correlação linear entre o coeficiente de difusão aparente, ou no estado não-estacionário, e o inverso da resistividade elétrica obtidos em suas pesquisas.



**Figura 5.7.** Correlação entre o coeficiente de difusão no estado não-estacionário e o inverso da resistividade elétrica.

Adicionalmente foi observada uma boa correlação entre a resistividade elétrica e o *time-lag* apresentado pelos concretos analisados nos ensaios de migração. A Figura 5.8(a) apresenta a curva de regressão obtida entre estes parâmetros. Os resultados confirmam o aumento do *time-lag* com o aumento da resistividade elétrica dos concretos, o que sugere que o tempo em que os íons cloreto levam para estabelecer um fluxo constante através do concreto depende não somente da capacidade de fixação, mas também das características da porosidade do concreto.



**Figura 5.8.** a) Correlação entre o *time-lag* e a resistividade elétrica (aos 28 dias) e b) Correlação entre o fluxo de íons e a resistividade elétrica (aos 28 dias).

A Figura 5.8(b) apresenta a relação entre o fluxo de íons ( $J$ ) obtido por meio do ensaio de migração e a resistividade elétrica medida aos 28 dias. Os resultados obtidos não mostraram uma correlação clara, porém confirma-se que concretos mais resistivos apresentam fluxo de íons menos intensos quando atingido o estado estacionário. A inexistência de uma correlação satisfatória entre o fluxo de íons e a resistividade conduz ao raciocínio de que tais parâmetros não sejam influenciados na mesma intensidade pelos mesmos fatores.

### **5.3 MODELO DE PREVISÃO DO PERÍODO DE INICIAÇÃO PROPOSTO POR ANDRADE (2004)**

Devido à influência da conectividade dos poros na resistividade elétrica e da correlação existente entre esta última e a resistividade elétrica, Andrade (2004) propôs um modelo, baseado na Lei de Einstein, de previsão da vida útil de estruturas de concreto que utiliza a resistividade elétrica como parâmetro para o cálculo dos períodos de iniciação e de propagação.

Os resultados obtidos no presente trabalho foram comparados com a Equação (2.26) para avaliar a referida proposta quanto a previsão do período de iniciação de corrosão.

A análise da previsão do período de propagação da corrosão não faz parte dos objetivos deste trabalho.

#### **5.3.1 Fator de reação**

O fator de reação ( $r$ ), ou fator de retardo, foi definido por Andrade (2004) para representar o retardo na penetração iônica devido à fixação das substâncias ou agentes agressivos às fases sólidas do concreto. Segundo Andrade (2004), o fator de reação pode ser calculado comparando-se os coeficientes de difusão obtidos no estado estacionário e no estado não-estacionário.

Por meio das Equações (2.22) e (2.23), percebe-se que a relação entre o coeficiente de difusão no estado estacionário ( $D_s$ ) e o coeficiente de difusão no estado não-estacionário ( $D_{ns}$ ) representam o fator de reação ( $r_{cl}$ ). A Tabela 5.1 apresenta os fatores de reação obtidos para cada mistura de concreto utilizada, calculados utilizando-se os coeficientes de difusão.



**Tabela 5.1.** Fator de reação das misturas de concreto analisadas.

<b>Mistura</b>	<b>Fator de reação (<math>r_{Cl}</math>)</b>
SA - 0,4	1,07
SA - 0,5	0,58
P - 0,4	1,13
P - 0,5	1,25

É importante salientar que o fator de reação depende da capacidade de fixação de íons cloreto apresentada pelo concreto que é função da quantidade de  $C_3A$  presente no cimento e da quantidade de C-S-H formado durante a hidratação. Desta forma, a capacidade de fixação é influenciada pelo tipo e quantidade de cimento utilizado e pelo teor de adições minerais empregadas em substituição ao cimento. Nas misturas de concreto analisadas neste trabalho, foram utilizados o mesmo tipo de cimento e o mesmo consumo de aglomerante em todas as misturas, o que justificaria capacidade de fixação e, conseqüentemente, valores de fator de reação semelhantes entre as misturas de mesmo tipo e um pouco inferiores nas misturas que continham sílica ativa em relação às misturas de referência devido à substituição de parte do cimento.

A partir dos resultados apresentados na Tabela 5.1 este comportamento foi confirmado, pois as misturas apresentaram fatores de reação relativamente próximos, com exceção da mistura SA - 0,5 cujo fator de reação foi bastante inferior ao da mistura de referência (P - 0,4).

De acordo com a Equação (2.26), conceitualmente, o fator de reação deve ser maior do que 1 (um) para que represente o retardo do processo de penetração do cloreto provocado pela sua fixação. Assim, o resultado apresentado pela mistura SA - 0,5 é incoerente e não representa o processo de penetração.

### **5.3.2 Fator $k$**

Na formulação proposta por Andrade (2004), o fator  $k$  é uma constante que representa a concentração do agente agressivo no ambiente de exposição. Poucas informações são fornecidas sobre este fator e ainda não são conhecidos valores que representem as diversas classes de exposição às quais as estruturas de concreto estejam submetidas.

Com exceção do fator  $k$ , todos os parâmetros da Equação (2.26) foram obtidos nos ensaios realizados ou nas análises desenvolvidas nas seções anteriores: as espessuras de

cobrimento ( $x$ ) foram fixadas em 10 mm e 20 mm, a resistividade elétrica ( $\rho_{es}$ ) foi medida aos 28 dias por meio de ensaios específicos, o fator de reação ( $r$ ) foi calculado no item anterior e o período de iniciação ( $t_i$ ) de corrosão das barras foi medido por meio de ensaios acelerados de corrosão. Desta forma, com base nas condições de exposição e materiais utilizados neste trabalho, é possível calcular o fator  $k$  correspondente.

A Tabela 5.2 apresenta os valores do fator  $k$  obtidos para cada mistura calculado por meio da Equação (2.26), utilizando-se o período de iniciação obtido experimentalmente.

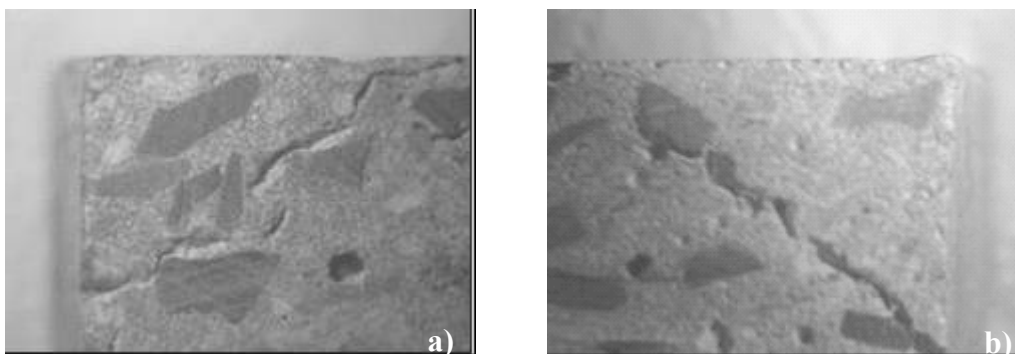
**Tabela 5.2.** Fator  $k$  calculado conforme a proposta de Andrade (2004) calculado com base no período de iniciação obtido experimentalmente.

Mistura	Resultado experimental		Andrade (2004)			
	$t_i$ (dias)		$t_i \cdot x \cdot k$		$k$ (dias/ $\Omega \cdot \text{cm}^3$ )	
	10 mm	20 mm	10 mm	20 mm	10 mm	20 mm
SA - 0,4	16	93	51.108	204.431	$3,13 \times 10^{-4}$	$4,55 \times 10^{-4}$
SA - 0,5	23	58	8.735	34.941	$2,63 \times 10^{-3}$	$1,66 \times 10^{-3}$
P - 0,4	58	105	7.708	30.833	$7,52 \times 10^{-3}$	$3,41 \times 10^{-3}$
P - 0,5	44	72	5.918	23.670	$7,44 \times 10^{-3}$	$3,04 \times 10^{-3}$

Como a condição de exposição utilizada no ensaio de corrosão acelerada foi a mesma para todos os corpos-de-prova analisados, esperava-se que os valores de  $k$  obtidos fossem semelhantes para todas as misturas. No entanto, conforme pode ser visto na Tabela 5.2, os resultados variaram em função da mistura de concreto e da espessura de cobertura utilizadas. As misturas que continham sílica ativa apresentaram resultados muito distintos, porém, nas misturas de referência, foram obtidos valores de  $k$  bastante próximos para uma mesma espessura de cobertura.

Os resultados obtidos a partir das misturas que continham sílica não são confiáveis pois, ao contrário do que era esperado, estas misturas apresentaram períodos de iniciação medidos experimentalmente menores do que os obtidos nos concretos de referência.

Ao analisar os corpos-de-prova destas misturas, foi constatada a presença de fissuras aparentemente ocasionadas por deficiências do processo de moldagem que, provavelmente, permitiram uma penetração mais rápida dos íons cloreto (Figura 5.9).



**Figura 5.9.** Fissuras presentes nos corpos-de-prova prismáticos nas misturas: a) SA - 0,4 e b) SA - 0,5.

As fissuras dos corpos-de-prova apresentados na Figura 5.9 pode não representar a real condição de fissuração dos demais corpos-de-prova pois o procedimento de corte utilizado (com água) nos corpos-de-prova apresentados pode ter provocado o aumento da espessura da fissura.

Em razão do exposto, os resultados das misturas com sílica ativa obtidos no ensaio de corrosão não serão utilizados nas análises subseqüentes.

Analisando-se os valores de  $k$  obtidos nas misturas de referência, é possível notar que os resultados apresentados quando foi utilizada espessura de cobrimento de 20 mm são menores do que os referentes à espessura de cobrimento de 10 mm e mantém uma proporção de 45% na misturas P - 0,4 e 40% na mistura P - 0,5. Esse resultado sugere que o fator  $k$  seja influenciado também pela distância entre a armadura e o ambiente externo e não somente seja função da condição de exposição à qual o concreto está exposto. No entanto, faz-se necessária a análise de mais resultados, principalmente em amostras mais resistivas, para que tal suposição seja confirmada.

Assim, foram obtidos valores de  $k$  diferentes para cada espessura de cobrimento representados na Tabela 5.3 pela média entre os valores apresentados pelas misturas P - 0,4 e P - 0,5.

**Tabela 5.3.** Valor médio do fator  $k$  obtido em cada espessura de cobrimento

Cobrimento	$k$ (dias/ $\Omega \cdot \text{cm}^3$ )
10 mm	$7,48 \times 10^{-3}$
20 mm	$3,22 \times 10^{-3}$

### 5.3.3 Avaliação do modelo proposto por Andrade (2004)

A existência de uma correlação entre o período de iniciação obtido experimentalmente e o produto entre a resistividade elétrica aos 28 dias, o fator de reação e a espessura de cobrimento expresso pelo fator  $k$  calculado na seção anterior demonstra a viabilidade da utilização da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a avaliação do seu período de iniciação, conforme proposto por Andrade (2004). Este resultado é confirmado pelas correlações apresentadas entre a resistividade e o diâmetro e conectividade dos poros.

No entanto os resultados obtidos no presente trabalho mostraram a necessidade de avaliação e adequação de algumas variáveis utilizadas na formulação proposta. Conforme exposto nas seções anteriores, os resultados indicaram que o fator  $k$  pode não ser influenciado somente pela concentração da solução externa. Além disso, valores de fator de reação ( $r_{CI}$ ) inferiores a 1 (um) podem ser obtidos por meio da comparação entre os coeficientes de difusão no estado estacionário e no não-estacionário, conforme obtido na mistura SA - 0,5 o que significaria um comportamento incoerente com o fenômeno físico do processo de penetração pois, neste caso, funcionaria como acelerador da penetração.

Além disso, os resultados apresentados pelas misturas que continham sílica mostraram que a influência da presença de fissuras provavelmente não seja tão intensa na resistividade elétrica quanto é na corrosão das armaduras. Devido ao mecanismo de medida utilizado, é provável que a influência da fissura na resistividade esteja relacionada à sua orientação em relação à direção da corrente elétrica gerada entre os eletrodos. Na corrosão das armaduras, no entanto, as fissuras irão influenciar, à medida que permitirem um acesso mais rápido dos agentes agressivos às regiões próximas da armadura, independentemente da sua orientação. Desta forma, quando casos semelhantes aos que aconteceram nas misturas com sílica ativa utilizadas neste trabalho se repetam em estruturas reais, a resistividade elétrica pode não ser um parâmetro representativo para avaliar a velocidade de penetração dos agentes agressivos. Assim, para que o período de iniciação obtido teoricamente possa ser aplicado a estruturas reais, principalmente em concretos com adição de sílica ativa, devem ser considerados os fatores que interferem nos processo construtivos e que podem contribuir para a dispersão de resultados.

## 6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 6.1 CONCLUSÕES

A partir das análises e dos resultados experimentais apresentados, são abordadas neste capítulo algumas considerações válidas dentro das condições e dos limites específicos do estudo realizado. Podem-se enumerar as seguintes conclusões:

- A resistividade elétrica mostrou-se um parâmetro bastante sensível às características da porosidade do concreto. Foi observada a tendência de aumento da resistividade elétrica do concreto com a diminuição do volume total de poros e uma boa correlação entre a resistividade elétrica e o volume de poros com diâmetros entre 0,05  $\mu\text{m}$  e 0,1  $\mu\text{m}$ .
- O refinamento da estrutura de poros da matriz provocado pelas reações pozolânicas da sílica mostrou ter influência na resistividade elétrica muito maior do que a redução da relação água/aglomerante.
- Foi observado um comportamento muito similar da evolução da relação  $\rho_t/\rho_{28}$  nas misturas de concreto de mesmo tipo, independentemente da relação água/aglomerante utilizada.
- Não foi observado um resultado comum da influência da concentração de cloretos livres presentes no concreto na sua resistividade elétrica. Apesar disso, foi possível observar que uma maior influência dos cloretos livres na resistividade elétrica das misturas de concreto que continham sílica ativa em relação às misturas de referência.
- Pôde-se observar uma tendência de redução da absorção capilar e da absorção por imersão, quando a secagem preliminar das amostras foi realizada à temperatura de 50°C, com o aumento da resistividade elétrica do concreto. Contudo, não foi observada nenhuma correlação clara entre tais parâmetros.
- Os dados obtidos confirmaram a relação inversamente proporcional entre a resistividade elétrica do concreto e os coeficientes de difusão obtidos no estado estacionário ( $D_s$ ) e no estado não-estacionário ( $D_{ns}$ ). Ademais, foi observada uma boa correlação entre a resistividade elétrica e o *time-lag* apresentado pelos concretos analisados nos ensaios de

migração, além de uma tendência de redução do fluxo de íons no estado estacionário com o aumento da resistividade elétrica.

- A utilização da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a avaliação do seu período de iniciação, conforme proposto por Andrade (2004), mostrou-se viável. No entanto, os resultados alertaram para a necessidade de avaliação e de adequação de algumas variáveis utilizadas na formulação proposta e para a importância da consideração de fatores que interferem no processo construtivo e que podem contribuir para a dispersão de resultados.
- Foi observada uma possível influência da espessura de cobrimento no fator  $k$ , fator este utilizado no modelo proposto por Andrade (2004), que considera a concentração do agente agressivo no ambiente.

## 6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

As análises desenvolvidas no presente trabalho evidenciaram a necessidade de alguns estudos adicionais. São sugeridos como trabalhos futuros:

- A análise da relação entre períodos de iniciação obtidos experimentalmente e a resistividade elétrica de concretos com sílica ativa (ou outras adições), cujos resultados tiveram as suas análises prejudicadas em função das limitações da presente pesquisa.
- A avaliação dos parâmetros que influenciam o fator  $k$  utilizado no modelo proposto por Andrade (2004), por meio da análise de uma gama maior de variáveis, tais como espessuras de cobrimento diferentes das utilizadas no presente trabalho e outros tipos de adições minerais.
- O desenvolvimento de estudos em estruturas reais para ratificar os resultados obtidos por meio de ensaios acelerados de corrosão.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABREU, A.G. **Efeito das adições minerais na resistividade elétrica de concretos convencionais**. Porto Alegre, 1998. 129p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- AHMAD, S. Reinforcement corrosion in concrete structures, its monitoring and service life prediction – a review. **Cement and Concrete Composites**. v.25, 2003, p.459-471.
- AÏTCIN, P.C. **Concreto de Alto Desempenho**. São Paulo, Editora Pini e Associação Brasileira de Cimento Portland, 2000.
- AÏTCIN, P.C. The durability characteristics of High Performance Concrete: a review. **Cement and Concrete Composites**. v.25, 2003, p.409-420.
- ALONSO, C., ANDRADE, C., GONZÁLEZ, J.A. Relation between resistivity and and corrosion rate of reinforcements in carbonated mortar made with several cement types. **Cement and Concrete Research**. v. 8, 1988, p. 687-698.
- ALONSO, C., ANDRADE, C., CASTELLOTE, M., CASTRO, P. Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar. **Cement and Concrete Research**. v. 30, 2000, p. 1047-1055.
- ALONSO, C., CASTELLOTE, M., ANDRADE, C. Non-steady-state chloride diffusion coefficients obtained from migration and natural diffusion tests. Part II: Different experimental conditions. Joint relations. **Materials and Structures**. v. 34, 2001, p.323-331.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. **Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration** – C 1202:1992. Annual Book of ASTM Standard, v.4.2, 2000, p.589-598
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. **Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforced steel in concrete** – C 876:91 (reapproved 1999). Annual Book of ASTM Standard, v.04.02, 2000, p. 452-457
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. **Standard test method for field measurement of soil resistivity using the Wenner four electrode**

- method** – G 57:95a (reapproved 2001). Annual Book of ASTM Standard, v.3.2., p.225-229, 2002.
- AMPADU, K.O., TORII, K., KAWAMURA, M. Beneficial effect of fly ash on chloride diffusivity of hardened cement paste. **Cement and Concrete Research**. v. 29, 1999, p.585–590.
- ANDRADE, C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. Trad. e adaptação de Antonio Carmona e Paulo Helene. São Paulo, PINI, 1992. 104p.
- ANDRADE, C. Calculation of diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements. **Cement and Concrete Research**. v.23, 1993, p. 724-742.
- ANDRADE, C. ALONSO, C., ARTEGA, A. TANNER, P. **Four level methodology for service life performance based calculation**. In. Preventing chloride and carbonation induced corrosion of reinforced concrete. Materials Group of SCI, London, Nov. 1998, p.1-10.
- ANDRADE, C. Calculation of initiation and propagation periods of service life of reinforcement by using the electrical resistivity. In. International symposium on Advances in Concrete through Science and Engineering, RILEM. **Proceedings**. Evanston: 2004. p.1-8.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10908. **Aditivos para argamassa e concretos - Ensaios de uniformidade**. Rio de Janeiro, Janeiro de 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738. **Moldagem de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto**. Procedimento. Rio de Janeiro, 1994.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739. **Concreto - Ensaio de compressão em corpos-de-prova cilíndricos. Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 1994.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, Março de 2003.



- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9204. **Concreto endurecido - Determinação da resistividade elétrica volumétrica.** Rio de Janeiro, Dezembro de 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9778. **Argamassas e concreto endurecido - Determinação da absorção de água por imersão – Índice de vazios e massa específica.** Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1987.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9779. **Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água por capilaridade.** Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1995.
- BASHEER, P.A.M., GILLEECE, P. R. V., LONG, A. E., Mc CARTER, W. J. Monitoring electrical resistance of concretes containing alternative cementitious materials to assess their resistance to chloride penetration. **Cement and Concrete Composites.** v. 24, 2002, p.437-449.
- BAUER, E. **Avaliação comparativa da influência da adição de escória de alto-forno na corrosão das armaduras através de técnicas eletroquímicas.** São Paulo, 1995. 236p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- BAUER, E. Parâmetros e grandezas de importância no estudo da evolução da corrosão das armaduras no concreto. In: REIBRAC, 38°. Ribeirão Preto. **Anais...** Ribeirão Preto: 1996. p. 413-426.
- BAUER, E., HELENE, P.R.L.. Investigação comparativa da influência da escória de alto-forno na corrosão das armaduras. In: International Congress on High-performance Concrete, and Performance and Quality of Concrete Structures. Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: 1996, p.433-444.
- BAUER, E., POZZAN, E. Avaliação da corrosão das armaduras por efeito de cloretos em materiais de reparo/reforço à base de sílica ativa. 2º Congresso Internacional sobre o comportamento de Estruturas Danificadas. 2000. **Anais...** CD-ROM.
- CALÇADA, L.M.L. **Estudo da eficácia do ensaio de migração em condições de fluxo não estacionário na previsão da penetração de cloretos em concreto.** Florianópolis, 2004. Tese (doutorado). 214p. Universidade Federal de Santa Catarina.

- CASTELLOTE, M., ANDRADE, C., ALONSO C. Measurement of the steady and non-steady-state chloride diffusion coefficients in a migration test by means of monitoring the conductivity in the anolyte chamber comparison with natural diffusion tests. **Cement and Concrete Research**. n.31, 2001, p. 1411 –1420.
- CASTELLOTE, M., ANDRADE, C. ALONSO, C. Standardization, to reference of 25° C, of Electrical Resistivity for mortars and concretes in saturated or isolated conditions. **ACI Materials Journal**. v. 99, n.2, 2002, p. 119-128.
- COSTA FILHO, T.B. **Avaliação do desempenho de argamassas com adições de cinza de casca de arroz amorfa e cristalina em relação à corrosão de armaduras em ambiente contaminado com íons cloreto**. Brasília, 2005. 201p. Dissertação (Mestrado). Universidade de Brasília.
- CRANK, J. **The Mathematics of diffusion**. Oxford University Press, second edition, 1975.
- CSIZMADIA, J, BALÁZS, G., TAMÁS, F.D. Chloride ion binding capacity of tetracalcium aluminoferrite. **Periodica Polytechnica Ser., Civil Engineering**. v.44, n.2, 2000, p.135-150.
- DETWILER, R. J.; METHA, P. K. Chemical and physical effects of silica fume on the mechanical behavior of concrete. **ACI Materials Journal**. v.86, n.6, November-December, 1989, p.609-914.
- DHIR, R.K., JONES, M.R, AHMED, H.E.H, SENEVIRATNE, A.M.G. Rapid estimation of chloride diffusion coefficient in concrete. **Magazine of Concrete Research**. v.2, n.152, 1990, p.177-185.
- EWINS, A.J. Resistivity measurements in concrete. **British Journal of Non-Destructive Testing**. v. 32, n. 3, Mar, 1990, p. 120-126.
- FELDMAN, R.F, CHAM, G.W., BROUSSEAU, R.J, TUMIDAJSKI, P.J. Investigation of the rapid chloride permeability test. **ACI Materials Journal**. v. 91, p. 246-255, 1994.
- FELIU, S. ANDRADE, C., GONZÁLEZ, J.A., ALONSO, C. A new method for *in-situ* measurement of electrical resistivity of reinforced concrete. **Materials and Structures**. v.29, 1996, p.362-365.

- FERREIRA, F.B. **Influência das adições minerais nas características do concreto de cobrimento e seu efeito na corrosão de armadura induzida por cloretos.** Goiânia, 2003. 224p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Goiás.
- FIGUEIREDO, E.J.P., HELENE, P., ANDRADE, C. **Fatores Determinantes da Iniciação e Propagação da Corrosão da Armadura do Concreto.** Boletim Técnico. n. 121. Escola Politécnica da USP, São Paulo. 1993.
- FIP-CEB. **Design guide: Durable concrete structures.** Bulletin d'Information. Comitê Euro-international du Béton. n.182, 1989.
- GENTIL, V. **Corrosão,** LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora, 3ª ed. Revista, Rio de Janeiro, 1996.
- GOLDMAN A.; BENTUR, A. Bond effects in high-strength silica-fume concretes. **ACI Materials Journal.** v.86, n.5. September-October, 1989. p.962-972.
- GOLDMAN A.; BENTUR, A. The influence of microfillers on enhancement of concrete strength. **Cement and Concrete Research.** v.23, 1993, p.962-972.
- GONZÁLEZ, J.A., FELIU, S., RODRIGUEZ, P., RAMIREZ, E., ALONSO, C., ANDRADE, C. Some questions on the corrosion of steel in concrete – Part I: when, how and how much steel corrodes. **Materials and Structures.** v.29, jan-feb, p. 40-46, 1996.
- GONZÁLEZ, J.A., OTERO, E., FELIU, S., BAUTISTA, A., RAMIREZ, E., RODRIGUEZ, P., LOPEZ, W. Some considerations on the effect of chloride ions on the corrosion of steel reinforcement embedded in concrete structures. **Magazine of Concrete Research.** v. 50, n. 3, 1998, p.189-199.
- GUIMARÃES, E. A. **Avaliação da capacidade protetora da resina de óleo de mamona contra a penetração de agentes agressivos no concreto.** Brasília, 1997. 150p. Dissertação (Mestrado). Universidade de Brasília.
- HALL, C. Water sorptivity of mortars and concretes: a review. **Magazine of Concrete Research,** 1989, v. 41, n.147, p. 51-61.
- HANSSON, I.L.H.; HANSSON, C.M. Electrical resistivity of Portland cement based materials. **Cement and Concrete Research,** 1983, v. 13, p. 675-683.

- HASSAN, K. E., CABRERA, J. G., MALIEHE, R. S. The effect of mineral admixtures on the properties of high-performance concrete. **Cement and Concrete Composites**. v. 22, 2000, p. 267-271.
- HELENE, P.R.L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. Tese (Livre Docência). São Paulo, 1993.
- HELENE, P.R.L. **Corrosão de armaduras em concreto armado**. São Paulo, PINI/IPT, 1986, 47p.
- HUGHES, B.P, SOLEIT A.K.O, BRIERLEY, R.W. New technique for determining the electrical resistivity of concrete. **Magazine of Concrete Research**. v. 37, n. 133, p. 243-248, 1985.
- HUNKELER, F. The resistivity of pore water solution-a decisive parameter of rebar corrosion and repair methods. **Construction and Building Materials**, v. 10, n. 5, p. 381-389, 1996.
- JUSTNES, H. A review of chloride binding in cementitious systems. Disponível em: [www.itn.is/ncr/publications/doc\\_21-4.pdf](http://www.itn.is/ncr/publications/doc_21-4.pdf). Acesso em: 16 de junho de 2005.
- KIHARA, Y., CENTURIONE, S.L. O cimento Portland. In. **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. Ed. G.C. Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005. v.1. p. 295-322.
- LARA, P. L. O. **Análise da relação entre propriedades de transporte de água e os mecanismos de corrosão das armaduras**. Brasília, 2003. 154p. Dissertação (Mestrado). Universidade de Brasília.
- LOCKE, C. E. Mechanism of corrosion of steel in concrete. In. **Proceedings of the National Association of Corrosion Engineers: Solving Rebar Corrosion Problems in Concrete**. Chicago, Illinois: National Association of Corrosion Engineers. 1982. p. 2/1-2/10.
- LOPES, A.N.M. **Avaliação comparativa de concretos com e sem sílica Ativa para resistências entre 50 e 65 MPa**. Brasília, 1999. 170p. Dissertação (Mestrado) Universidade de Brasília.

- MAAGE, M. HELLAND, S., POULSEN, E. VENNESLAND, O., CARLSEN, J.E. Service life prediction of existing concrete structures exposed to marine environmental. **ACI Materials Journal**. v. 93, 1996, p.602-608.
- MACHADO, F.G. **Estudo da movimentação dos íons cloreto no concreto – influência na corrosão das armaduras**. Brasília, 1998. Relatório (Iniciação científica).
- MARTYS, N.S., FERRARIS, C. F. Capillary transport in mortars and concrete. **Cement and Concrete Research**. v.27, 1997, p.747-760.
- McCCARTER W.J., STARRS G., CHRISP T.M. Electrical conductivity, diffusion, and permeability of Portland cement-based mortars. **Cement and Concrete Research**. n.30, 2000, p. 1395-1400.
- McCARTER, W. J.; EZIRIM, H.; EMERSON, M. Absorption of water and chlorite into concrete. **Magazine of Concrete Research**. 1992, n.44, p. 31-37.
- McCCARTER, W.J, FORDE, M.C., WITTINGTON, H.W. Resistivity characteristic of concrete. Institute of Civil Engineers , Part 2. **Proceedings...** Edinburgh, 1981. v.71. p.107-117.
- McCCARTER, W.J, WATSON, D. Wetting and drying of cover-zone concrete. Institute of Civil Engineers Structures & Buildings. **Proceedings...** 1997. v.112. p.227-236.
- MEIRA, G.R. **Agressividade por cloretos em zona de atmosfera marinha frente ao problema da corrosão em estruturas de concreto armado**. Florianópolis, 2004. 369p. Tese (Doutorado) Universidade Federal de Santa Catarina.
- METHA, P.K., MONTEIRO, P. J. M. **Concreto - estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo, PINI, 1994. 573p.
- MILLARD, S.G., HARRISON, J.A e EDWARDS, A.J. Measurements of the electrical resistivity of reinforcement concrete structures for the assessment of corrosion risk. **British Journal of NDT**. v. 31, n. 11, 1989, p. 617-621.
- MILLARD, S.G. **Reinforced Concrete Resistivity Measurement Techniques**. Institution of Civil Engineers, Part 2: Research and Theory. Proceedings. v 91, n.2, Mar, 1991, p.71-88.

- MISSAU, F, GASTALDINI, A.L.G., ISAIA, G. C, HOPPE, T. F. Resistividade elétrica de concretos compostos com adições minerais. 46º congresso brasileiro do concreto. 2004. Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: IBRACON, 2004. p.1600-1611.
- MONFORE, G.E. The Electrical Resistivity of Concrete. **Journal of the PCA Research and Development Laboratories**. v. 10, n. 2, p. 35-48, 1968.
- MONTALVÃO, L.G. **Sistema e metodologia para a avaliação polarográfica da corrosão das armaduras em estruturas de concreto**. Brasília, 1992. 109p. Dissertação (Mestrado) Universidade de Brasília.
- MORRIS, W., VICO, A., VAZQUEZ, M., DE SANCHEZ, S.R., Corrosion of reinforcing steel evaluated by means of concrete resistivity measurements. **Corrosion Science**. v.44, 2002, p. 81-99.
- MORRIS, W., VICO, A., VAZQUEZ, M. **Chloride induced corrosion of reinforcing steel evaluated by concrete resistivity measurements**. *Electrochimica Acta*. v.49, 2004, p.4447-4453.
- NEPOMUCENO, A.A. Mecanismos de transporte de fluidos no concreto. In. **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. Ed. G.C. Isaia. São Paulo: IBRACON, 2005. v.2. p. 793-827.
- NEVES, I.B.F. **Avaliação da Carbonatação em Argamassas de Cimento com Adições de Cinza de Casca de Arroz Amorfa e Cristalina**. Brasília, 2005. 149p. Dissertação (Mestrado). Universidade de Brasília.
- PAES, I.N.L. **Avaliação do Transporte de Água em Revestimentos de Argamassa nos Momentos Iniciais Pós-Aplicação**. Brasília, 2004. 242p. Tese (Doutorado) Universidade de Brasília.
- PAGE, C.L., SHORT, N.R. Diffusion of Chloride Ions in Hardened Cement Pastes. **Cement and Concrete Research**. v.11, 1981, p.395-406.
- PAGE, C.L., LAMBERT, P., VASSIE, P.R. Investigations of reinforcement corrosion. 1. The pore electrolyte phase in chloride-contaminated concrete. **Materials and Structures**. v.24, 1991, p.243-252.

- PANOSSIAN, Z. **Corrosão e proteção contra corrosão em equipamentos e estruturas metálicas**. São Paulo, IPT, 1993, 642p.
- PESSÔA, P. O. A. **Avaliação da influência do consumo de cimento na corrosão de armaduras em estruturas de concreto carbonatadas**. Brasília, 2002. 153p. Dissertação (Mestrado) Universidade de Brasília.
- POLDER, R.B. Test methods for on site measurement of resistivity of concrete – a RILEM TC-154 technical recommendation. **Construction and Building Materials**, v. 15, 2001, p. 125-131.
- POLDER, R.B., PEELLEN, W.H.A. Characterization of chloride transport and reinforcement corrosion in concrete under cyclic wetting and drying by electrical resistivity. **Cement and Concrete Composites**. v.24, 2002, p.427-435.
- POPOVICS, S. Analysis of the concrete strength versus water-cement ratio relationship. **ACI Materials Journal**. v. 87, n. 5, September-October, 1990, p. 517-529.
- POWERS, T.C., COPELAND, L.E., HAYES, J.C., MANN, H.M., Permeabi
- PRUCKNER, F., GJØRV, O.E. Effect of CaCl<sub>2</sub> and NaCl additions on concrete corrosivity. **Cement and Concrete Research**. v.34, 2004, p.1209-1217.
- RILEM. Recommendations of TC 116-PCD: Tests for gas permeability of concrete. **Materials and Structures**. v. 32, 1999, n. 217, p. 163-179.
- ROY, D.M., BROWN, P.W., SKI, D., SCHEETZ, B.E., MAY, W. **Concrete Microstructure Porosity and Permeability**. Strategic Highway Research Program. National Research Council. Washington, DC. 1993, 90p.
- SALEEM, M., SHAMEEMT, M., HUSSAIN, S.E., MASLEHUDDINTF, M. Effect of moisture, chloride and sulphate contamination on the electrical resistivity of Portland cement concrete. **Construction and Building Materials**. v.10, n.3, 1996, p.209-214.
- SATO, N.M.N. **Análise da porosidade e de propriedades de transporte de massa em concretos**. São Paulo, 1998. 163p. Tese (doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

- SCHIESSL, P. Influence of the Composition of Concrete on the Corrosion Protection of the Reinforcement. **Proceedings...** Detroit: American Concrete Institute, 1987, v.2, p.1634-1650.
- SHAFIQ, N. Effects of fly ash on chloride migration in concrete and calculation of cover depth required against the corrosion of embedded steel reinforcement. **Structural Concrete**. v.5, n.1, 2004, p 5-9.
- SHEKARCHI, M., TADAYON, M. CHINI, M., HOSEINI, M. ALIZADEH, R., GHODS, P., MONTAZER, S.H. Predicting chloride penetration into concrete containing silica fume, with measuring the electrical resistivity of concrete. In. 4<sup>o</sup> International Conference on Concrete under Severe Conditions. CONSEC'04. **Proceedings...** Seoul, Korea , 2004.
- SHI,C. Effect of mixing proportions of concrete on its electrical conductivity and the rapid chloride permeability test (ASTM C1202 or ASSHTO T277) results. **Cement and Concrete Research**. n.34, 2004, 537-545.
- SILVA, F.G.S., SANTOS, L., RODOLPHO, P.M., DE PAULA, J.M.P., NEPOMUCENO, A.A. Influência dos efeitos pozolânico e microfiller na resistência à compressão do concreto. 47<sup>o</sup> Congresso Brasileiro de Concreto, 2005. Recife. **Anais...** Recife: IBRACON, 2005.11p.
- SILVA, V.B. **Avaliação da eficiência de pastilhas galvânicas na proteção de armaduras em estruturas de concreto sujeitas à ação de cloretos**. Brasília, 2005. 193p. Dissertação (Mestrado) Universidade de Brasília.
- STANISH, K.D., HOOTON, R.D., THOMAS, M.D.A (2000). **Testing the Chloride Penetration Resistance of Concrete: A Literature Review**. University of Toronto, Toronto, Ontario, Canada, 2000. 31 p.
- TAYLOR, M.A., ARULANANDAN, K. Relations between electrical and physical properties of cement pastes. **Cement and Concrete Research**. v.4, n.6, 1974, p.881-897.
- TONG, L.; GJØRV, O.E. Chloride diffusivity based on migration testing. **Cement and Concrete Research**. n.31, 2001, p. 973-982.



TUUTTI, K. **Corrosion of steel in concrete**. Stockholm, Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982. 469p.

WHITING, D.A.; NAGI, M.A. **Electrical Resistivity of Concrete – A Literature Review**. R&D Serial No. 2457, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, 2003. 57p.

WITTINGTON, H.W., MCCARTER, J., FORDE, M.C. The conduction of electrical through concrete. **Magazine of Concrete Research**. v.33, n.114, 1981, p.48-60.

WOLYNEC, S. **Técnicas eletroquímicas em corrosão**. São Paulo, EPUSP/PMT, s.d. Apostila didática, s.d.,142p.

## PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS UTILIZADOS

## ANÁLISE DE CONCENTRAÇÃO DE CLORETOS UTILIZANDO-SE ELETRODO DE ÍON SELETIVO

## 1. Calibração do eletrodo de íon seletivo

A calibração do eletrodo de íon seletivo pode ser feita utilizando-se soluções com concentrações conhecidas. Neste trabalho foram utilizadas soluções de NaCl nas seguintes concentrações: 1M,  $10^{-1}$ M,  $10^{-2}$ M,  $10^{-3}$ M e  $10^{-4}$ M. A leitura do potencial apresentado em cada solução está apresentado na Tabela A.1.

Concentração de NaCl (M)	Potencial – E (mV)
$10^{-4}$	223,5
$10^{-3}$	170,5
$10^{-2}$	111,7
$10^{-1}$	53,7
$10^0$	1,0

Utilizando-se o método dos mínimos quadrados, foi obtida a seguinte curva de calibração do eletrodo:

$$E = -24,399 \ln[\text{Cl}^-] - 0,28 \quad (r^2 = 0,996)$$

## 2. Procedimento para a leitura de potencial das amostras

O procedimento adotado teve como base a metodologia descrita no Manual de Procedimentos e Rotinas do Laboratório de Ensaio de Materiais da Universidade de Brasília.

O potencial das amostras com cloretos foi medido por meio dos seguintes procedimentos:

- Medir, em uma proveta de 10 mL, a quantidade de amostra retirada da célula positiva do ensaio de difusão (cerca de 3 mL);
- Acrescentar água destilada à proveta até completar 10ml;
- Transferir a solução da proveta de 10ml para uma proveta de 50ml;
- Preencher com água destilada até completar 20ml. Tomar cuidado para não passar dessa marca;

- Transferir essa solução para um Becker de 50ml;
- Colocar a barra magnética no Becker;
- Adicionar com auxílio de uma pipeta de 10ml, 1ml de ajustador de força iônica (solução 5 M de Na NO<sub>3</sub>);
- Colocar o Becker sobre o agitador magnético;
- Limpar o eletrodo com água destilada e enxugá-lo com papel absorvente;
- Inserir o eletrodo de íon seletivo na solução;
- Com o agitador magnético ligado fazer a leitura do potencial assim que a leitura estabilizar e anotar (E);
- Ao final de todas as leituras, limpar o eletrodo com água destilada e inseri-lo em um Becker com água destilada.

A concentração de cloretos foi calculada por meio da curva de calibração obtida conforme citado anteriormente, considerando-se o volume inicial da solução.

### **ANÁLISE DO TEOR DE SÓLIDOS DO ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE UTILIZADO**

O procedimento adotado para a análise do teor de sólidos do aditivo superplastificante utilizado consistiu nas seguintes etapas:

- Medir de cerca de 20 mL do aditivo superplastificante;
- Pesar o material recolhido ( $m_t$ );
- Secar em estufa a  $(105 \pm 5)^\circ\text{C}$  até a constância de massa (perda de massa de igual ou inferior a 0,1 g entre duas leituras espaçadas por 24 horas);
- Resfriar em dessecador até o equilíbrio com a temperatura ambiente;
- Pesar o material remanescente ( $m_s$ );
- Calcular o teor de sólidos do aditivo ( $S$ ) por meio da seguinte equação:

$$S(\%) = \frac{m_t - m_s}{m_t}$$

### PROCEDIMENTOS PARA O CÁLCULO DO COEFICIENTES DE DIFUSÃO POR MEIO DO ENSAIO DE MIGRAÇÃO DE CLORETOS

#### 1. Cálculo do coeficiente de difusão no estado estacionário

O cálculo do coeficiente de difusão no estado estacionário (ou coeficiente de difusão efetivo), a partir de ensaios de migração, é efetuado através da equação de Nerst-Plank modificada:

$$D_s = \frac{J_{Cl}RTl}{zFC_{Cl}\gamma.\Delta\Phi}$$

Onde :  $D_s$  = coeficiente de difusão no estado estacionário (cm<sup>2</sup>/s);

$J$  = fluxo de íons (mol/(s.cm<sup>2</sup>));

$R$  = constante de gases (1,9872 cal/(mol.K));

$T$  = temperatura (K);

$l$  = espessura do corpo-de-prova (cm);

$z$  = valência dos íons (para cloretos = 1);

$F$  = constante de Faraday (23063 cal/(volt.eq));

$C_{Cl}$  = concentração de íons cloretos na célula catódica (mol/cm<sup>3</sup>);

$\gamma$  = coeficiente de atividade da solução da célula catódica (0,657 para Cl<sup>-</sup>);

$\Delta\Phi$  = média da tensão que efetivamente atravessa o corpo-de-prova durante o estado estacionário (V).

O fluxo dos íons cloreto ( $J_{Cl}$ ) pode ser calculado utilizando a inclinação da parte linear do gráfico de concentração de cloretos na célula anódica versus tempo, obtido a partir do ensaio de migração.

$$J = \frac{V}{A} \cdot \frac{dC}{dt}$$

Onde :  $A$  = área da seção do corpo-de-prova exposta (cm<sup>2</sup>);

$V$  = volume da célula catódica (cm<sup>3</sup>);

$dC/dt$  = inclinação da parte linear do gráfico de concentração de cloretos x tempo.

## 1. Cálculo do coeficiente de difusão no estado não-estacionário

Para calcular o coeficiente de difusão no estado não-estacionário a partir de ensaios de migração faz-se necessário converter os resultados obtidos a valores equivalentes aos obtidos em ensaios de difusão natural. O tempo que os íons cloretos teriam levado para atingir, durante o ensaio de difusão natural, a mesma profundidade alcançada durante o ensaio de migração pode ser calculado por (Castellote, 2001):

$$D_{ns} = \frac{2l^2}{\tau\nu^2} \left[ \nu \coth \frac{\nu}{2} - 2 \right]$$

Onde,  $\tau$  = “*time-lag*” do ensaio de migração (s);

$t_{dif}$  = tempo equivalente na difusão (s);

$$\nu = \frac{z.e.\Delta\Phi}{k.T};$$

$k$  = constante de Boltzmann;

$T$  = temperatura (K);

$z$  = valência dos íons (para cloretos = 1);

$\Delta\Phi$  = média da tensão que efetivamente atravessa o corpo-de-prova durante o estado não-estacionário (V).

## ANEXO C

### RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ABSORÇÃO POR IMERSÃO E ABORÇÃO CAPILAR

**Tabela C.1.** Resultados obtidos no ensaio de absorção de água por imersão nos corpos-de-prova da mistura SA - 0,4 (com temperatura de secagem igual a 100°C)

	Massa (g)								
	Antes da secagem	Após secagem	Após resfriamento	Imersão			Massa após fervura	Balança hidrostática	
				24 h	48 h	72 h		sem fervura	com fervura
CP 01	3719,8	3488,8	3488,9	3708,0	3732,2	3733,7	3737,7	2159,3	2166,0
CP 02	3751,1	3518,7	3518,8	3735,4	3764,4	3766,1	3770,1	2177,6	2180,4
CP 03	3736,5	3501,9	3502,0	3714,2	3749,4	3751,2	3755,2	2166,8	2169

**Tabela C.2.** Resultados obtidos no ensaio de absorção de água por imersão nos corpos-de-prova da mistura SA - 0,5 (com temperatura de secagem igual a 100°C)

	Massa (g)								
	Antes da secagem	Após secagem	Após resfriamento	Imersão			Massa após fervura	Balança hidrostática	
				24 h	48 h	72 h		sem fervura	com fervura
CP 01	3361,7	3278,7	3279,0	3590,5	3595,0	3597,6	3611,7	2022,5	2032,9
CP 02	3420,2	3317,8	3318,2	3634,9	3639,5	3642,0	3653,5	2050,9	2057,9
CP 03	3409	3311,4	3311,9	3625,0	3629,4	3632,1	3643,7	2041,8	2049,6

**Tabela C.3.** Resultados obtidos no ensaio de absorção de água por imersão nos corpos-de-prova da mistura P - 0,4 (com temperatura de secagem igual a 100°C)

	Massa (g)								
	Antes da secagem	Após secagem	Após resfriamento	Imersão			Massa após fervura	Balança hidrostática	
				24 h	48 h	72 h		sem fervura	com fervura
CP 01	3750,1	3558,5	3558,8	3779,7	3782,2	3783,5	3788,1	2197,2	2200,3
CP 02	3752,2	3554,6	3555	3778,9	3781,2	3781,8	3786,6	2191	2194,8
CP 03	3742	3547,2	3547,5	3771,2	3772,3	3774	3780,2	2188,2	2192,6

**Tabela C.4.** Resultados obtidos no ensaio de absorção de água por imersão nos corpos-de-prova da mistura P - 0,4 (com temperatura de secagem igual a 100°C)

	Massa (g)								
	Antes da secagem	Após secagem	Após resfriamento	Imersão			Massa após fervura	Balança hidrostática	
				24 h	48 h	72 h		sem fervura	com fervura
CP 01	3361,7	3278,7	3279,0	3590,5	3595,0	3597,6	3611,7	2022,5	2032,9
CP 02	3420,2	3317,8	3318,2	3634,9	3639,5	3642,0	3653,5	2050,9	2057,9
CP 03	3409	3311,4	3311,9	3625,0	3629,4	3632,1	3643,7	2041,8	2049,6

**Tabela C.5.** Resultados obtidos no ensaio de absorção de água por imersão nos corpos-de-prova da mistura SA - 0,4 (com temperatura de secagem igual a 50°C)

	Massa (g)								
	Antes da secagem	Após secagem	Após resfriamento	Imersão			Massa após fervura	Balança hidrostática	
				24 h	48 h	72 h		sem fervura	com fervura
CP 01	3716,9	3652,3	3652,6	3733,4	3736,2	3737,0	-	-	-
CP 02	3748,9	3682,9	3683,2	3764,8	3768,5	3770,4	-	-	-
CP 03	3731,2	3663,7	3664,0	3748,4	3753,1	3755,2	-	-	-

**Tabela C.6.** Resultados obtidos no ensaio de absorção de água por imersão nos corpos-de-prova da mistura SA - 0,5 (com temperatura de secagem igual a 50°C)

	Massa (g)								
	Antes da secagem	Após secagem	Após resfriamento	Imersão			Massa após fervura	Balança hidrostática	
				24 h	48 h	72 h		sem fervura	com fervura
CP 01	3562,7	3436,7	3437,0	3596,4	3601,6	3604,0	-	-	-
CP 02	3610,4	3484,2	3484,5	3643,4	3647,7	3650,1	-	-	-
CP 03	3601,1	3476,1	3476,4	3633,4	3638,4	3640,5	-	-	-

**Tabela C.7.** Resultados obtidos no ensaio de absorção de água por imersão nos corpos-de-prova da mistura P - 0,4 (com temperatura de secagem igual a 50°C)

	Massa (g)								
	Antes da secagem	Após secagem	Após resfriamento	Imersão			Massa após fervura	Balança hidrostática	
				24 h	48 h	72 h		sem fervura	com fervura
CP 01	3749,3	3675,0	3675,3	3785,2	3791,7	3794,4	-	-	-
CP 02	3747,8	3670,6	3670,9	3786,4	3793,1	3795,2	-	-	-
CP 03	3739,3	3663,1	3663,4	3777,8	3784,6	3786,9	-	-	-

**Tabela C.8.** Resultados obtidos no ensaio de absorção de água por imersão nos corpos-de-prova da mistura P - 0,4 (com temperatura de secagem igual a 50°C)

	Massa (g)								
	Antes da secagem	Após secagem	Após resfiramento	Imersão			Massa após fervura	Balança hidrostática	
				24 h	48 h	72 h		sem fervura	com fervura
CP 01	3573,5	3439,5	3439,8	3648,7	3652,1	3653,6	-	-	-
CP 02	3594,3	3459,2	3459,5	3665,8	3669,3	3670,4	-	-	-
CP 03	3593,9	3463,6	3463,9	3669,9	3673,1	3674,6	-	-	-

**Tabela C.9.** Ensaio de absorção capilar: valores de concentração da água evaporável ( $w_e$ ) e de concentração de umidade de equilíbrio ( $w_{e,75}$ ).

Mistura	Concentração de água evaporável ( $w_e$ )				Água evaporável UR = (75±2)% ( $w_{e,75}$ )			
	$m_o$ (g)	$m_d$ (g)	$W_{e(g)}$	$w_e$	$m_{e,75}$ (g)	$m_d$ (g)	$W_{e,75}$	$w_{e,75}$
SA - 0,4	2166,6	2021,6	145,0	0,072	504,1	479,0	25,1	0,052
SA - 0,5	2186,8	1984,5	202,3	0,102	493,9	466,0	27,9	0,060
P - 0,4	2292,6	2145,2	147,4	0,069	520,5	497,8	22,7	0,046
P - 0,5	2046,0	1868,2	177,8	0,095	506,0	482,1	23,9	0,050

**Tabela C.10.** Ensaio de absorção capilar: perda de massa necessária durante a pré-secagem ( $\Delta m$ )

Mistura	CP nº	PRÉ-SECAGEM - Perda de peso necessária ( $\Delta m$ )		
		$m_o$ (g)	$\Delta m_{cal}$ (g)	limite de $\Delta m_{obs}$ (g)
SA - 0,4	01	2184,9	39,40	41,37
	02	2151,4	38,79	40,73
	03	2027,6	36,56	38,39
SA - 0,5	03	2184,7	83,40	87,57
	04	2131,1	81,36	85,42
	05	2017,5	77,02	80,87
P - 0,4	02	2284,6	49,40	51,87
	03	2140,4	46,28	48,59
	04	2150,7	46,50	48,83
P - 0,5	01	2092,0	87,09	91,45
	03	2133,5	88,82	93,26
	05	2183,3	90,89	95,44

**Tabela C.11.** Ensaio de absorção capilar: variação da massa dos corpos-de-prova durante o ensaio.

Tempo (min)		Absorção ( $10^3$ g/m <sup>2</sup> )			
Sílica	Padrão	SA - 0,4	SA - 0,5	P - 0,4	P - 0,5
0	0	-	-	-	-
10	13	0,138	0,223	0,148	0,222
20	20	0,196	0,317	0,194	0,298
30	30	0,230	0,398	0,236	0,386
60	60	0,330	0,627	0,342	0,598
120	120	0,479	0,978	0,497	0,929
240	240	0,639	1,380	0,699	1,383
360	360	0,732	1,570	0,822	1,704
1440	1526	0,869	1,915	1,445	3,457
2880	2880	1,007	2,350	1,842	4,635
4320	4320	1,122	2,640	2,160	5,024



## RESULTADOS DO ENSAIO DE MIGRAÇÃO DE CLORETOS

**Tabela D.1.** Variação da tensão efetiva, da condutividade e da concentração de cloretos na solução da célula anódica observados nos ensaios de migração de cloretos nas misturas com  $a/agi = 0,5$ .

Tempo	P - 0,5 (CP 01)			P - 0,5 (CP 02)			SA - 0,5 (CP 01)			SA - 0,5 (CP 02)		
	Tensão Efetiva (V)	Cl.(M)	Condut. (S)	Tensão Efetiva (V)	Cl.(M)	Condut. (S)	Tensão Efetiva (V)	Cl.(M)	Condut. (S)	Tensão Efetiva (V)	Cl.(M)	Condut. (S)
0	3,5	-	0	3,5	-	0	3,3	-	0	3,3	-	0,00E+00
72	3,7	-	5,07E-05	3,7	-	4,20E-05	3,5	-	3,40E-05	3,6	-	4,92E-05
120	3,7	-	4,17E-05	3,9	-	1,05E-04	3,5	-	3,17E-05	3,6	0,00E+00	4,78E-05
168	3,9	8,62E-04	1,07E-04	4,9	3,29E-03	4,24E-04	3,7	1,70E-04	6,96E-05	3,9	2,42E-04	1,11E-04
240	7,9	3,73E-02	3,01E-03	8,4	9,36E-02	6,26E-03	-	-	-	-	-	-
261	8,2	6,55E-02	4,97E-03	8,5	1,01E-01	7,25E-03	-	-	-	-	-	-
289	8,1	7,92E-02	4,51E-03	8,5	1,23E-01	8,67E-03	3,6	4,15E-04	5,74E-05	4,0	1,57E-03	1,33E-04
336	8,5	1,02E-01	7,37E-03	8,5	1,31E-01	8,79E-03	6,5	9,69E-03	8,14E-04	7,2	8,79E-03	1,15E-03
403	8,3	-	5,83E-03	8,5	-	7,22E-03	7,9	1,78E-02	1,84E-03	7,9	1,72E-02	1,73E-03
502	8,5	1,06E-01	7,21E-03	8,4	1,59E-01	6,64E-03	8,6	-	5,67E-03	8,3	-	4,18E-03
555	8,4	1,08E-01	6,78E-03	8,5	1,62E-01	8,75E-03	8,2	4,96E-02	3,02E-03	8,2	4,85E-02	3,27E-03
598	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
674	8,5	1,25E-01	8,42E-03	8,5	1,69E-01	9,15E-03	8,5	7,35E-02	4,95E-03	8,5	7,63E-02	5,08E-03
744	8,5	1,30E-01	8,59E-03	8,5	1,74E-01	9,62E-03	8,5	-	7,11E-03	8,5	-	7,05E-03
833	8,5	1,35E-01	9,10E-03	8,5	1,76E-01	9,66E-03	8,5	1,18E-01	7,20E-03	8,6	1,07E-01	6,70E-03
911	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

\*Os resultados de tensão efetiva em azul correspondem ao estado estacionário da difusão.

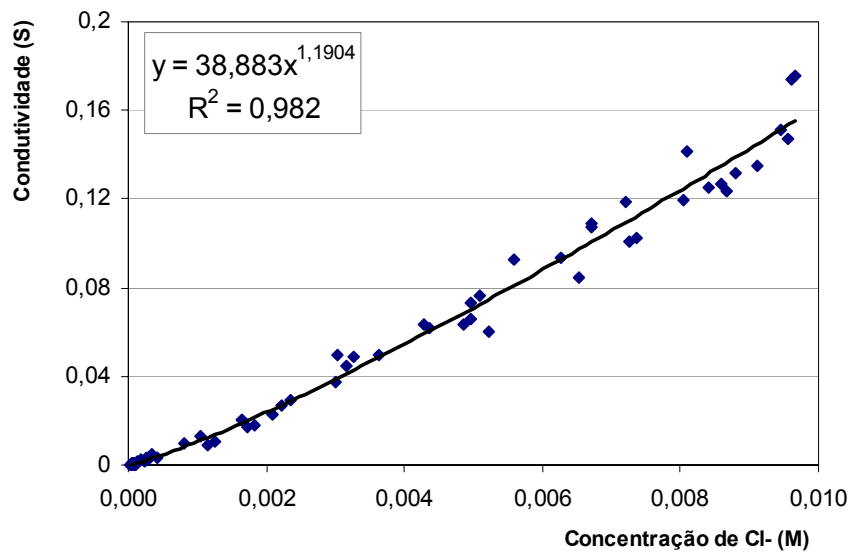
**Tabela D.2.** Variação da tensão efetiva, da condutividade e da concentração de cloretos na solução da célula anódica observados nos ensaios de migração de cloretos nas misturas com  $a/agl = 0,4$ .

Tempo	P - 0,4 (CP 01)			P - 0,4 (CP 02)			SA - 0,4 (CP 01)			SA - 0,4 (CP 02)		
	Tensão Efetiva (V)	Cl.(M)	Condut. (S)	Tensão Efetiva (V)	Cl.(M)	Condut. (S)	Tensão Efetiva (V)	Cl.(M)	Condut. (S)	Tensão Efetiva (V)	Cl.(M)	Condut. (S)
0	4,0	-	0	4,0	-	0	3,2	-	0	3,2	-	0
72	4,2	-	5,14E-05	4,1	-	4,48E-05	3,7	-	5,62E-05	3,7	-	5,00E-05
120	4,2	0,00E+00	5,57E-05	4,4	-	1,11E-04	3,8	-	5,66E-05	3,2	-	5,17E-06
168	5,0	2,24E-03	2,78E-04	4,2	2,84E-04	4,78E-05	3,9	1,93E-04	7,14E-05	3,6	2,29E-04	3,74E-05
240	6,9	1,27E-02	1,05E-03	4,3	1,06E-03	8,71E-05	-	-	-	-	-	-
261	8,0	2,66E-02	2,22E-03	5,0	3,19E-03	2,68E-04	-	-	-	-	-	-
289	8,4	3,93E-02	4,44E-03	7,7	2,06E-02	1,64E-03	-	-	-	-	-	-
336	8,5	6,05E-02	5,23E-03	6,1	3,83E-02	6,53E-04	3,7	2,78E-04	5,52E-05	3,6	2,54E-04	3,64E-05
403	8,7	8,47E-02	6,53E-03	8,5	6,33E-02	4,85E-03	-	-	-	-	-	-
502	8,7		6,70E-03	8,6	-	8,28E-03	4,1	5,41E-04	9,78E-05	4,1	5,29E-04	9,55E-05
555	8,7	1,09E-01	6,72E-03	8,6	9,23E-02	5,60E-03	5,3	1,96E-03	2,41E-04	3,8	7,41E-04	5,70E-05
598			-	-	-	-	6,0	4,66E-03	3,52E-04	4,9	2,35E-03	1,83E-04
674	8,7	1,27E-01	8,58E-03	8,6	1,20E-01	8,03E-03	7,8	1,01E-02	1,25E-03	7,9	2,05E-02	1,64E-03
744	8,9	1,36E-01	9,36E-03	8,6	1,42E-01	8,10E-03	8,3	2,31E-02	2,10E-03	8,4	2,91E-02	2,35E-03
833	9,0	1,47E-01	9,56E-03	9,0	1,51E-01	9,46E-03	8,6	4,44E-02	3,17E-03	8,6	4,96E-02	3,62E-03
911	-	-	-	-	-	-	8,7	6,37E-02	4,28E-03	8,7	6,16E-02	4,36E-03

\*Os resultados de tensão efetiva em azul correspondem ao estado estacionário da difusão.

## CORRELAÇÃO ENTRE A CONDUTIVIDADE ELÉTRICA E A CONCENTRAÇÃO DE CLORETOS DA CÉLULA ANÓDICA

A partir dos resultados obtidos neste trabalho foi constatada uma íntima correlação entre a condutividade e a concentração de cloretos da célula anódica utilizada nos ensaios de migração de cloretos. Na Figura D.1, são plotados os valores de condutividade elétrica versus a concentração de cloretos medida na solução da célula anódica. A correlação que melhor se ajustou aos resultados obtidos foi do tipo potencial, conforme é mostrado na Figura D.1.



**Figura D.1.** Valores de condutividade elétrica versus concentração de cloreto da célula anódica no ensaio de migração.

# Livros Grátis

( <http://www.livrosgratis.com.br> )

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)  
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)  
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)  
[Baixar livros de Matemática](#)  
[Baixar livros de Medicina](#)  
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)  
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)  
[Baixar livros de Meteorologia](#)  
[Baixar Monografias e TCC](#)  
[Baixar livros Multidisciplinar](#)  
[Baixar livros de Música](#)  
[Baixar livros de Psicologia](#)  
[Baixar livros de Química](#)  
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)  
[Baixar livros de Serviço Social](#)  
[Baixar livros de Sociologia](#)  
[Baixar livros de Teologia](#)  
[Baixar livros de Trabalho](#)  
[Baixar livros de Turismo](#)