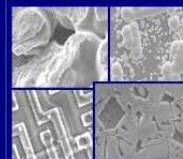




PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO GRANDE DO SUL
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA E
TECNOLOGIA DE MATERIAIS**

Faculdade de Engenharia
Faculdade de Física
Faculdade de Química



PGETEMA

ESTUDO DO PROCESSO DE CORROSÃO POR ÍONS CLORETO NO CONCRETO ARMADO UTILIZANDO ARMADURAS COMUNS E GALVANIZADAS

Lisiane Morfeo Tavares

**PORTO ALEGRE
2006**

PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO GRANDE DO SUL

**ESTUDO DO PROCESSO DE CORROSÃO POR ÍONS CLORETO NO
CONCRETO ARMADO UTILIZANDO ARMADURAS COMUNS E
GALVANIZADAS**

Lisiane Morfeo Tavares
Arquiteta

Orientadora: Prof^a Dra. Eleani Maria da Costa

Co-orientador: Prof^o Dr. Jairo José de Oliveira Andrade

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Tecnologia de Materiais da Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Porto Alegre, agosto de 2006

BANCA EXAMINADORA

Prof^a. Dr^a. Denise Schermann Azambuja
Departamento de Físico-Química
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Dr. Isaac Newton Lima da Silva
Departamento de Engenharias Mecânica e Mecatrônica
Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul

Prof^a. Dr^a. Eleani Maria da Costa
Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Tecnologia de Materiais
Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul

Prof. Dr. Jairo José de Oliveira Andrade
Departamento de Engenharia Civil
Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul

“A verdadeira medida de um homem não é como ele se comporta em momentos de conforto e conveniência, mas como ele se mantém em tempos de controvérsia e desafio”.

Martin Luther King Jr

AGRADECIMENTOS

Meus agradecimentos vão para todos aqueles que acompanharam e contribuíram para o acontecimento deste trabalho:

A Deus

A CAPES pela ajuda financeira para o desenvolvimento deste trabalho.

Às empresas GERDAU e BERETTA pelo auxílio técnico e científico.

Aos Funcionários, professores e colegas do PGETEMA.

Ao Laboratório de Eletroquímica da UFRGS.

Ao laboratório CIM da PUCRS, principalmente ao Liangrid L. da Silva e Tiago Broilo.

Ao laboratório LAPA da PUCRS, principalmente a Fernanda A. dos Santos e a Professora Marlize Cantelli.

E ao laboratório de Materiais de construção civil da PUCRS e principalmente ao José Eduardo R. da Cruz pelo apoio.

Em especial agradeço,

Aos meus pais.

À professora e orientadora Eleani M. da Costa, que desde o início do mestrado me incentiva a crescer.

Ao professor e co-orientador Jairo J. O. Andrade que sempre acreditou no meu potencial.

À professora Denise Schermann Azambuja do Departamento de Físico-Química da UFRGS pelo auxílio na realização dos ensaios e pelo conhecimento adquirido.

Ao professor Isaac N. L. da Silva da Eng. Mecânica pelo apoio e incentivo.

E aos professores Ismael Bicca e Flávio Gama pelo incentivo para o acontecimento deste mestrado.

RESUMO

O presente trabalho avaliou a durabilidade de armaduras com tratamento anti-corrosivo (galvanização a fogo) e armaduras de aço comum sem tratamento na evolução da corrosão através da indução de íons cloreto em corpos-de-prova de concreto com diferentes relações água/cimento e tipos de cimentos. Os processos de corrosão se deram através de ensaios acelerados usando ciclos de secagem e imersão parcial em solução de 5% de NaCl. De forma complementar, foi avaliado, através de ensaio de arrancamento realizado por modelamento numérico a tensão de aderência da armadura com concreto em diferentes níveis de corrosão.

Para os ensaios experimentais foram confeccionados doze corpos-de-prova de forma prismática com dimensões reduzidas. Os concretos foram moldados com três diferentes relações água/cimento (0,4; 0,5 e 0,6) e com dois tipos de cimento o CPIV (cimento Portland pozolânico) e CII F (cimento Portland composto com filer calcário). As armaduras inseridas nos concretos serviram de sensores para a realização das medições eletroquímicas. As medições eletroquímicas de Densidade de corrente de corrosão (I_{corr}), Potencial de corrosão (E_{corr}) e Resistência de polarização (R_p) mostraram a evolução da corrosão das armaduras após a finalização de cada ciclo, somando-se no total de oito ciclos realizados.

Para o ensaio de tensão de aderência da armadura/concreto através de elementos finitos foi projetado um modelo de corpo-de-prova idêntico ao do ensaio experimental de corrosão, utilizando as propriedades somente dos concretos com cimento CPIV e CII F com relação água/cimento 0,5. Foram testadas armaduras de 8mm de diâmetro com diferentes níveis de penetração da corrosão.

Os melhores resultados obtidos nos ensaios experimentais, em termos de desempenho frente à corrosão, foram para as seguintes condições experimentais: armadura galvanizada, relação água/cimento de 0,4 e cimento CPIV.

O modelo analítico utilizado para obter informações sobre a tensão de aderência da armadura no concreto produziu resultados similares aos relatados na literatura para espessuras de penetração de corrosão superiores a 0,2mm.

Palavras-chaves: corrosão por íons cloreto, patologias no concreto armado, produtos de corrosão.

ABSTRACT

The present work evaluated the durability of anti-corrosive reinforcements with (hot dip) treatment and steel reinforcements of common steel without treatment on the evolution of corrosion through the reduction of ion chloride in concrete specimen with different water/cement relations and kind of cement.

The corrosion process was carried out through quick tests using drying cycles and partial immersion in a 5% NaCl solution. It was evaluated in a complementary way with pull-out tests performed by numerical modeling the bond of the reinforcement with concrete different corrosion penetrations.

For the experimental tests, specimens were made in a prismatic way with reduced dimensions. The concrete was molded with three different water/cement relations (0.4; 0.5 and 0.6) and with two kinds of cement, the CPIV (Portland-pozzolan cement) and CII F (Portland cement with calcareous filler). The reinforcements inserted in the concrete served as sensors for the electromechanically measurements. The current density, corrosion potential and polarization resistances of the electromechanical measurements showed the corrosion evolution of the reinforcements after concluding each cycle, in a total of 8 performed cycles.

For the bond test of the reinforcement/concrete through finite elements, it was designed a specimen model identical to the experimental corrosion test one, using only the properties of concrete with CPIV and CII F cement in relation to 0,5 water/cement . The analytical model used to obtain more information about the bond of the reinforcement in the concrete produced similar results to the ones reported in literature for thickness of corrosion penetration above 0,2mm.

Keywords: chloride ion, pathologies of reinforced concrete, corrosion products.

SUMARIO

| | |
|--|------------|
| AGRADECIMENTOS..... | v |
| RESUMO..... | vi |
| ABSTRACT..... | vii |
| LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS..... | xi |
| LISTA DE TABELAS..... | xiv |
| LISTA DE FIGURAS..... | xv |
| 1 INTRODUÇÃO..... | 1 |
| 2 O CONCRETO..... | 4 |
| 2.1 Composição do concreto..... | 4 |
| 2.2 Deterioração do concreto..... | 5 |
| 2.2.1 Relação das agressividades ambientais segundo a norma brasileira NBR 6118:2003..... | 9 |
| 2.3 Aspectos de durabilidade do concreto..... | 10 |
| 3 AS ARMADURAS..... | 12 |
| 3.1 Corrosão das armaduras..... | 12 |
| 3.1.1 Iniciação da corrosão por carbonatação..... | 16 |
| 3.1.2 Corrosão por íons cloreto..... | 18 |
| 3.1.2.2 Penetração de íons cloreto | 19 |
| 3.1.3 Produtos de corrosão do aço..... | 25 |
| 3.2 Armaduras com tratamento anti-corrosivo: processo de galvanização a fogo..... | 29 |
| 4 MEDIDAS ELETROQUÍMICAS..... | 32 |
| 4.1 Polarização..... | 32 |
| 4.2 Registro da diferença de potencial de corrosão..... | 33 |
| 4.3 Densidade de corrente..... | 36 |
| 4.4 Resistência de polarização..... | 37 |
| 4.5 Resistividade do concreto..... | 38 |
| 4.6 A influência da temperatura na corrosão..... | 39 |
| 5 ADERÊNCIA ENTRE O CONCRETO E A ARMADURA..... | 41 |
| 5.1 Aderência entre o concreto e a armadura corroída..... | 45 |
| 5.1.1 Elementos finitos no estudo da aderência da armadura em estado de corrosão..... | 48 |
| 6. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL..... | 50 |
| 6.1 Caracterização dos materiais utilizados..... | 50 |
| 6.1.1 Cimento..... | 50 |

| | |
|--|------------|
| 6.1.2 Aditivos para o concreto..... | 52 |
| 6.1.3 Agregado Miúdo..... | 52 |
| 6.1.4 Agregado Graúdo..... | 54 |
| 6.1.5 Armaduras..... | 54 |
| 6.1.6 Galvanização a fogo das armaduras..... | 55 |
| 6.1.6.1 Caracterização da camada de zinco nas armaduras galvanizadas..... | 58 |
| 6.2 Confeção dos corpos-de-prova..... | 60 |
| 6.2.1 Dosagem dos concretos..... | 62 |
| 6.2.2 Ensaios com corpos-de-prova cilíndricos..... | 64 |
| 6.2.3 Preparação das armaduras dos corpos-de-prova para os ensaios de corrosão..... | 64 |
| 6.2.4 Moldagem e cura dos corpos-de-prova prismáticos..... | 67 |
| 6.3 Procedimento de indução à penetração de íons cloreto nos corpos-de-prova..... | 70 |
| 6.3.1 Semiciclos de secagem e imersão..... | 70 |
| 6.4 Medições eletroquímicas dos corpos-de-prova..... | 72 |
| 6.4.1 Método utilizado para determinar as grandezas eletroquímicas..... | 74 |
| 6.4.2 Conversão da densidade corrente para perda de massa e nível de corrosão..... | 75 |
| 6.5 Modelamento numérico para avaliação da tensão de aderência da armadura com o concreto..... | 75 |
| 6.5.1 Informações da malha geométrica..... | 76 |
| 6.5.2 Dados de entrada para o modelo numérico..... | 77 |
| 6.5.2.1 Propriedades do Concreto/Armadura..... | 77 |
| 6.5.2.2 Propriedades dos produtos de corrosão..... | 78 |
| 6.5.2.3 Modelo da formação dos produtos de corrosão..... | 78 |
| 6.5.2.4 Aplicação de carga e relações de aderência..... | 79 |
| 6.5.2.5 Restrições de movimento e pontos de obtenção dos resultados do modelo..... | 82 |
| 7 RESULTADOS E DISCUSSÕES..... | 84 |
| 7.1 Resultados dos ensaios complementares de resistência à compressão, absorção de água e índice de vazios do concreto..... | 84 |
| 7.2 Ensaio de corrosão acelerada induzida por cloretos..... | 85 |
| 7.2.1 Dados eletroquímicos de corrosão..... | 85 |
| 7.2.1.1 Densidade de corrente..... | 86 |
| 7.2.1.2 Potencial de Corrosão..... | 92 |
| 7.2.1.3 Resistência de Polarização..... | 96 |
| 7.2.2 Verificação dos produtos de corrosão após o processo final dos ensaios..... | 100 |
| 7.2.2.1 Aspectos macroscópicos dos produtos de corrosão..... | 101 |
| 7.2.2.2 Aspectos microscópicos dos produtos de corrosão..... | 109 |
| 7.3 Resultados do modelamento numérico para ensaio de aderência..... | 114 |
| 7.3.1 Dados numéricos de aderência..... | 114 |
| 8 CONCLUSÕES..... | 118 |
| 9 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS..... | 121 |

10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....

122

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

| | |
|------------------------|--|
| FHWA | U.S. Federal Highway Administration |
| GDP | Gross Domestic Product (EUA) |
| PNB | Produto Nacional Bruto |
| C₂S | Silicato dicálcico |
| C₃S | Silicato tricálcico |
| C-S-H | Representação dos silicatos de cálcio hidratados |
| C₃A | Aluminato tricálcico |
| C₄AF | Ferro aluminato tetracálcico |
| S | Taxa de penetração da água por capilaridade |
| Cl_{TH} | Concentração de cloreto que induz o estado ativo de corrosão do aço |
| ESC | Eletrodo de cobre-sulfato de cobre |
| ECS | Eletrodo de calomelano saturado |
| CPIV | Cimento Portland pozolânico |
| CPII F | Cimento Portland composto com filer calcário |
| a/c | Relação água/cimento |
| φ ou d | Diâmetro |
| τ | Tensão de aderência (Tensão de cisalhamento) |
| P | Carga |
| l | Comprimento |
| CA | Concreto armado |
| CP | Concreto protendido |
| t | Tempo |
| MPa | N/mm² |
| x | Profundidade, distância |
| U.R. | Umidade relativa do ar |
| e | Espessura |
| K | Coefficiente |
| AF | Cimento Portland com escórias de alto forno |
| POZ | Cimento Portland com pozolana |
| F | Fluxo |
| D | Coefficiente de difusão |
| C | Concentração |
| η | Viscosidade |
| k_p | Característica do material em função da permeabilidade |
| p | Pressão |
| q | Fluxo de velocidade |

| | |
|------------------------------------|--|
| ψ | Potencial capilar |
| erf | Função de erro |
| β_{sol} | Razão entre o volume de solução no poro por peso de concreto |
| V_{sol} | Volume da solução nos poros do concreto |
| w_{sol} | Peso da solução nos poros do concreto |
| w_{conc} | Peso do concreto |
| ρ_{sol} | Densidade da solução nos poros no concreto |
| T | Temperatura |
| $\beta_{\text{C-S-H}}$ | Razão de peso entre C-S-H gel e o concreto |
| $w_{\text{C-S-H}}$ | Peso do C-S-H gel |
| w_{total} | Peso total dos produtos de hidratação |
| e^- | Elétrons |
| V | Volts |
| ddp | Diferença de potencial |
| E_{pp} | Potencial de passivação primária |
| E_{tp} | Potencial transpassivo |
| E_{corr} | Potencial de corrosão |
| E' | Potencial de eletrodo fora do equilíbrio termodinâmico |
| E_{eq} | Potencial de equilíbrio termodinâmico |
| I_{corr} | Densidade de corrente de corrosão |
| R_p | Resistência de polarização |
| ρ | Resistividade |
| i | Corrente elétrica |
| R | Constante universal dos gases |
| F | Constante de Faraday |
| R | Resistência do circuito |
| η | Sobre-potencial |
| η' | Polarização |
| E_a | Energia de ativação |
| $\eta_1, \eta_2 \text{ e } \eta_3$ | Coefficientes de conformação superficial |
| f_{bd} | Resistência de aderência de cálculo da armadura |
| $f_{\text{ct,m}}$ | Resistência média à tração do concreto |
| γ_c | Coefficiente de ponderação da resistência do concreto |
| Δu | Deslizamento relativo |
| G | Módulo de deslizamento |
| $f_{c,x}$ | Resistência à compressão aos x dias |
| f_{ck} | Resistência característica à compressão do concreto |
| E | Módulo de elasticidade |
| σ | Tensão |

| | |
|-----------------------------|------------------------------------|
| DN | Diâmetro Nominal |
| α | Teor de argamassa |
| B | Constante de Tafel |
| b_a | Constante de Tafel anódica |
| b_c | Constante de Tafel catódica |
| A | Ampère |
| ν | Coefficiente de Poisson |
| n | Número de elétrons |
| a_{red} | Atividade de íons reduzidos |
| a_{oxi} | Atividade de íons oxidados |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 2.1 - Valores médios (em % peso) dos componentes no cimento Portland (PETRUCCI, 1998; NEVILLE, 1997; CÁNOVAS, 1988)..... | 5 |
| Tabela 2.2 – Resumo das reações patológicas no concreto (ANDRADE, COSTA e SILVA, 2005; GENTIL, 2003; VERÇOZA,1991)..... | 7 |
| Tabela 2.3 - Classes de agressividade ambiental (NBR 6118:2003)..... | 9 |
| Tabela 2.4 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal (NBR 6118:2003)..... | 10 |
| Tabela 2.5 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto (NBR 6118:2003)..... | 10 |
| Tabela 3.1 – Resumo das composições químicas e características das camadas dos produtos de corrosão formados nas armaduras (GEMELLI, 2001)..... | 27 |
| Tabela 3.2 – Relação entre as concentrações de cloreto e íon hidroxila, a 25°C de temperatura, e os produtos de corrosão do aço (GÉNIN, 1986, <i>apud</i> MONTEIRO, 2002).. | 28 |
| Tabela 4.1 – Probabilidade de corrosão das armaduras através do potencial de corrosão, utilizando o eletrodo de calomelano saturado (ASTM C 876:1991)..... | 34 |
| Tabela 4.2 – Relação da corrente de corrosão por nível de corrosão (LIU, 1996)..... | 36 |
| Tabela 6.1 - Composição química do cimento CP IV (Dados do fabricante)..... | 51 |
| Tabela 6.2 - Composição química do cimento CP II F (Dados do fabricante)..... | 51 |
| Tabela 6.3 – Propriedades físicas do cimento CPIV (Dados do fabricante)..... | 51 |
| Tabela 6.4 – Propriedades físicas do cimento CPII F (Dados do fabricante)..... | 52 |
| Tabela 6.5 – Propriedades físicas do agregado miúdo..... | 53 |
| Tabela 6.6 – Propriedades físicas do agregado graúdo..... | 54 |
| Tabela 6.7 – Propriedades físicas das armaduras (Dados do fabricante)..... | 55 |
| Tabela 6.8 – Composição química da camada de zinco da armadura galvanizada (%peso)..... | 60 |
| Tabela 6.9 - Composição química da camada de zinco da armadura galvanizada (%peso) (CHENG A. <i>et al.</i> 2005)..... | 60 |
| Tabela 6.10 – Dosagem de material para cada tipo de concreto..... | 63 |
| Tabela 6.11 – Propriedades mecânicas dos concretos CPIV e CPII F com relação a/c 0,5... | 77 |
| Tabela 6.12 – Relação da idealização dos produtos de corrosão no programa Pro/Engineer..... | 79 |
| Tabela 7.1 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão, absorção capilar dos concretos e índice de vazios..... | 85 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 2.1 – Lixiviação do concreto em zona marinha, onde se pode observar o produto branco de carbonato de cálcio (CaCO_3) no detalhe ampliado (GENTIL, 2003)..... | 8 |
| Figura 3.1 – Esquema ilustrativo do processo de deterioração do concreto armado (GENTIL, 2003)..... | 14 |
| Figura 3.2 - Corrosão generalizada da armadura de uma laje devido ao ataque por cloro, com desagregação do concreto de cobertura (HELENE, 1988)..... | 15 |
| Figura 3.3 - Grau de carbonatação em relação à umidade do ar (CÁNOVAS, 1988)..... | 17 |
| Figura 3.4 – Ábaco para representação da durabilidade em relação aos cobrimentos dos concretos (de C10 a C50) expostos a carbonatação (HELENE, 2004)..... | 18 |
| Figura 3.5 - Interações dos íons cloreto no concreto (CASCUDO, 1997)..... | 21 |
| Figura 3.6 – Ábaco para representação da durabilidade em relação ao cobrimentos dos concretos (de C10 a C50) expostos ao cloro (HELENE, 2004)..... | 25 |
| Figura 3.7 – Representação esquemática da corrosão eletroquímica no concreto armado na presença de agentes agressivos como o enxofre e os íons cloreto (PORRERO, 1975 <i>apud</i> HELENE, 1986)..... | 26 |
| Figura 3.8 - Representação esquemática da pilha de corrosão no concreto armado com armaduras distintas (LABRE; GOMES, 1989)..... | 26 |
| Figura 3.9 – Representação do processo de corrosão atmosférica no aço por dióxido de enxofre (GEMELLI, 2001)..... | 29 |
| Figura 3.10 – Representação da expectativa de vida da camada de zinco exposto em ambiente industrial (BENTUR, DIAMOND e BERKE, 1997)..... | 31 |
| Figura 4.1 - Diagrama de Pourbaix para o ferro: equilíbrio de potencial E(V) – pH para $\text{Fe-H}_2\text{O}$ a 25°C e 1 atm (CÁNOVAS, 1988)..... | 35 |
| Figura 4.2 – Gráficos das curvas de polarização anódica, catódica e a sobreposição das duas curvas, respectivamente (BENTUR, DIAMOND e BERKE, 1997)..... | 35 |
| Figura 4.3 – Relação entre a concentração de cloreto e a resistividade do concreto (MORRIS, VICO e VÁZQUEZ, 2004)..... | 39 |
| Figura 5.1 - Esforço de arrancamento, deformação do concreto entorno da armadura nervurada (depois da formação de fissuras internas) (GOTO, 1971)..... | 44 |
| Figura 5.2 – Representação esquemática do estado de forças triaxiais na armadura nervurada (SOUZA, 1983)..... | 44 |
| Figura 5.3 – Tipos de danos à interface entre a armadura e o concreto, devido a fissuras no concreto de cobertura pela formação dos produtos de corrosão, como função da posição da armadura corroída e da taxa entre a profundidade de cobertura e o diâmetro da armadura (C/D) (BENTUR <i>et al.</i> , 1997)..... | 46 |
| Figura 5.4 – Representação da influência do tipo de corrosão na aderência concreto-armadura (ISA; HELENE, 1998)..... | 48 |
| Figura 6.1 – Curva granulométrica do agregado miúdo..... | 53 |
| Figura 6.2 – Decapagem ácida das armaduras de aço..... | 55 |
| Figura 6.3 – Remoção das armaduras do banho de fluxagem..... | 56 |
| Figura 6.4 – Remoção das armaduras da cuba de zincagem..... | 57 |
| Figura 6.5 – Imersão das armaduras na cuba de resfriamento e passivação..... | 58 |

| | |
|---|----|
| Figura 6.6 – Vista transversal da camada de zinco da armadura galvanizada..... | 59 |
| Figura 6.7 – Camada de zinco da armadura galvanizada com indicação da espessura. Ampliação: 200x..... | 59 |
| Figura 6.8 – Microestrutura da camada de zinco na armadura galvanizada. Ampliação: 200x..... | 60 |
| Figura 6.9 – Esquema dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios de corrosão..... | 61 |
| Figura 6.10 – Esquema apresentando as combinações de cada corpo-de-prova avaliado.... | 62 |
| Figura 6.11 – Corpos-de-prova cilíndricos para ensaios de compressão e absorção de água..... | 62 |
| Figura 6.12 – Máquina utilizada para a realização ensaios de resistência a compressão dos concretos..... | 64 |
| Figura 6.13 – Fotografia das armaduras comuns imersas na solução preparada para a remoção dos óxidos superficiais..... | 65 |
| Figura 6.14 – Fotografia da escovação das armaduras comuns para a remoção dos óxidos..... | 66 |
| Figura 6.15 – Fotografia das armaduras comuns e galvanizadas e após os processos de limpeza de remoção de óxidos..... | 66 |
| Figura 6.16 – Fotografia dos fios flexíveis de cobre conectados nas armaduras para as medições eletroquímicas..... | 67 |
| Figura 6.17 – Fotografia ilustrando a área da barra limitada à corrosão, o qual foi realizada com polímero de emborrachamento a frio..... | 67 |
| Figura 6.18 – Fotografia da fôrma de madeira utilizada para as moldagens dos corpos-de-prova..... | 68 |
| Figura 6.19 – Fotografia dos concretos lançados na fôrma com adensamento em mesa vibratória..... | 68 |
| Figura 6.20 – Fotografia da cura dos concretos em tanque de água fria..... | 69 |
| Figura 6.21 – Fotografia ilustrando a aplicação da tinta anticorrosiva nas faces superior e inferior dos corpos-de-prova..... | 70 |
| Figura 6.22 – Representação esquemática de um ciclo de indução de íons cloreto..... | 70 |
| Figura 6.23 – Fotografia dos corpos-de-prova na etapa de secagem..... | 71 |
| Figura 6.24 – Fotografia dos corpos-de-prova na etapa de imersão em solução de cloreto de sódio 5% vol. em água..... | 72 |
| Figura 6.25 – Esquema ilustrativo da montagem da célula eletroquímica (BENTUR, DIAMOND e BERKE, 1997)..... | 73 |
| Figura 6.26 – Fotografia do potenciostato utilizado para as medições das grandezas eletroquímicas..... | 73 |
| Figura 6.27 – Fotografia da montagem da célula eletroquímica para as leituras eletroquímicas..... | 74 |
| Figura 6.28 – Imagem da distribuição da malha no modelo analítico projetado no Pro/Engineer..... | 76 |
| Figura 6.29 – Esquema da idealização da formação e crescimento dos produtos de corrosão da armadura de aço usada no modelamento numérico..... | 79 |
| Figura 6.30 – Distribuição de cargas máximas para cada nível de penetração de corrosão (ALMUSALLAM <i>et al.</i> 1996)..... | 80 |
| Figura 6.31 – Gráfico de tensão de aderência por nível de corrosão (CLARK e SAIFULLAH, 1993)..... | 81 |

| | |
|--|----|
| Figura 6.32 – Tensão de aderência por nível de corrosão (SOYLEV e FRANÇOIS, 2003).. | 81 |
| Figura 6.33 – Gráfico de tensão de aderência por nível de corrosão (STANISH, 1997)..... | 82 |
| Figura 6.34 – Imagem do modelamento do corpo-de-prova para ensaio de aderência no Pro/Engineer..... | 83 |
| Figura 7.1 – Diagrama de dosagem dos concretos moldados..... | 84 |
| Figura 7.2 – Evolução comparativa da densidade de corrente da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,4..... | 87 |
| Figura 7.3 – Evolução comparativa da densidade de corrente da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,5..... | 87 |
| Figura 7.4 – Evolução comparativa da densidade de corrente da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,6..... | 88 |
| Figura 7.5 – Evolução comparativa da densidade de corrente da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPII F e relação água/cimento 0,4..... | 88 |
| Figura 7.6 – Evolução comparativa da densidade de corrente da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPII F e relação água/cimento 0,5..... | 89 |
| Figura 7.7 – Evolução comparativa da densidade de corrente da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPII F e relação água/cimento 0,6..... | 89 |
| Figura 7.8 – Evolução comparativa da perda de massa das armaduras para os concretos moldados com cimento CPIV com armaduras comuns (C) e galvanizadas (G)..... | 90 |
| Figura 7.9 – Evolução comparativa do nível de penetração de corrosão das armaduras para os concretos moldados com cimento CPIV com armaduras comuns (C) e galvanizadas (G)..... | 91 |
| Figura 7.10 – Evolução comparativa da perda de massa das armaduras para os concretos moldados com cimento CPII F com armaduras comuns (C) e galvanizadas (G)..... | 91 |
| Figura 7.11 – Evolução comparativa do nível de penetração de corrosão das armaduras para os concretos moldados com cimento CPII F com armaduras comuns (C) e galvanizadas (G)..... | 92 |
| Figura 7.12 – Evolução comparativa do potencial de corrosão da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,4..... | 93 |
| Figura 7.13 – Evolução comparativa do potencial de corrosão da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,5..... | 93 |
| Figura 7.14 – Evolução comparativa do potencial de corrosão da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,6..... | 94 |
| Figura 7.15 – Evolução comparativa do potencial de corrosão da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPII F e relação água/cimento 0,4..... | 94 |
| Figura 7.16 – Evolução comparativa do potencial de corrosão da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPII F e relação água/cimento 0,5..... | 95 |
| Figura 7.17 – Evolução comparativa do potencial de corrosão da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPII F e relação água/cimento | 95 |

| | |
|---|-----|
| 0,6..... | |
| Figura 7.18 – Evolução comparativa da resistência de polarização da armadura comum (C) e da armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,4..... | 97 |
| Figura 7.19 – Evolução comparativa da resistência de polarização da armadura comum (C) e da armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,5..... | 97 |
| Figura 7.20 – Evolução comparativa da resistência de polarização da armadura comum (C) e da armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,6..... | 98 |
| Figura 7.21 – Evolução comparativa da resistência de polarização da armadura comum (C) e da armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPHI F e relação água/cimento 0,4..... | 98 |
| Figura 7.22 – Evolução comparativa da resistência de polarização da armadura comum (C) e da armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPHI F e relação água/cimento 0,5..... | 99 |
| Figura 7.23 – Evolução comparativa da resistência de polarização da armadura comum (C) e da armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPHI F e relação água/cimento 0,6..... | 99 |
| Figura 7.24 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CPIV e relação água/cimento 0,4 com armadura comum após os ciclos de corrosão..... | 101 |
| Figura 7.25 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CPIV e relação água/cimento 0,4 com armadura galvanizada após os ciclos de corrosão..... | 102 |
| Figura 7.26 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CPIV e relação água/cimento 0,5 com armadura comum após os ciclos de corrosão..... | 102 |
| Figura 7.27 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CPIV e relação água/cimento 0,5 com armadura galvanizada após os ciclos de corrosão..... | 103 |
| Figura 7.28 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CPIV e relação água/cimento 0,6 com armadura comum após os ciclos de corrosão..... | 104 |
| Figura 7.29 – Fotografia do corpo-de-prova com cimento CPIV e relação água/cimento 0,6 com armadura galvanizada após os ciclos de corrosão..... | 104 |
| Figura 7.30 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CPHI F e relação água/cimento 0,4 com armadura comum após os ciclos de corrosão..... | 105 |
| Figura 7.31 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CPHI F e relação água/cimento 0,4 com armadura galvanizada após os ciclos de corrosão..... | 105 |
| Figura 7.32 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CPHI F e relação água/cimento 0,5 com armadura comum após os ciclos de corrosão..... | 106 |
| Figura 7.33 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CPHI F e relação água/cimento 0,5 com armadura galvanizada após os ciclos de corrosão..... | 107 |
| Figura 7.34 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CPHI F e relação água/cimento 0,6 com armadura comum após os ciclos de corrosão..... | 107 |
| Figura 7.35 – Detalhe do corpo-de-prova com concreto de cimento CPHI F e relação água/cimento 0,6 com armadura comum após os ciclos de corrosão..... | 108 |
| Figura 7.36 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CPHI F e relação água/cimento 0,6 com armadura galvanizada após os ciclos de corrosão..... | 108 |
| Figura 7.37 – Detalhe do corpo-de-prova com concreto de cimento CPHI F e relação água/cimento 0,6 com armadura galvanizada após os ciclos de corrosão..... | 109 |
| Figura 7.38 – Imagem obtida no MEV mostrando a formação dos produtos de corrosão na armadura comum retirada do concreto com cimento CPHI F e relação água/cimento | 110 |

| | |
|---|-----|
| 0,5 após ser submetida aos ciclos de corrosão..... | |
| Figura 7.39 – Espectro de EDS dos produtos de corrosão na armadura comum retirada do concreto com cimento com cimento CII F e relação água/cimento 0,5 após os ciclos de corrosão..... | 111 |
| Figura 7.40 – Imagem obtida no MEV mostrando a formação dos produtos de corrosão na armadura galvanizada retirada do concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,5 após os ciclos de corrosão..... | 112 |
| Figura 7.41 – Espectro de EDS dos produtos de corrosão na armadura galvanizada retirada do concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,5 após os ciclos de corrosão..... | 113 |
| Figura 7.42 – Imagem obtida no MEV mostrando a formação dos produtos de corrosão na armadura comum retirada do concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,6 após os ciclos de corrosão..... | 113 |
| Figura 7.43 – Imagem obtida no MEV da formação dos produtos de corrosão na armadura galvanizada retirada do concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,6 após os ciclos de corrosão..... | 114 |
| Figura 7.44 – Gráfico de tensão de aderência por nível de corrosão dos concretos com cimento CIIV e CII F e relação água/cimento 0,5..... | 116 |
| Figura 7.45 – Imagem do Pro/E da distribuição de tensões na armadura no ensaio de arrancamento..... | 116 |
| Figura 7.46 – Gráfico de tensão de aderência por nível de corrosão obtidos no Pro/Engineer e comparados com diferentes modelos da literatura (<i>a</i> - SOYLEV e FRANÇOIS, 2003; <i>b</i> - CLARK e SAIFULLAH, 1993; <i>c</i> - STANISH, 1997)..... | 117 |

1 INTRODUÇÃO

A Indústria da Construção Civil no Brasil é uma das grandes responsáveis pelo crescimento do país, sendo o concreto armado largamente utilizado nas construções brasileiras. Desta forma, faz-se necessário a consideração da sua durabilidade, ou seja, o seu adequado desempenho durante a sua vida útil na avaliação de um projeto.

A principal preocupação no projeto e na execução das estruturas de concreto é oferecer segurança e estabilidade para o uso previsto no local sem que haja necessidade de constantes reparos e manutenções em estruturas com condições normais de conservação (CEB, 1990).

Contudo, observa-se que nos últimos anos tem crescido o número de edificações cujas estruturas de concreto armado têm apresentado manifestações patológicas, principalmente relacionadas com a corrosão das armaduras, como resultado do envelhecimento precoce das estruturas devido principalmente à má execução, uso inadequado de materiais e/ou planejamento indevido (HELENE, 2004).

O custo associado à corrosão é um fator importante a ser considerado, pois gastos elevados são despendidos para reparos e substituição de elementos estruturais. Este valor em geral é estimado em aproximadamente 3,5% do Produto Nacional Bruto (PNB) de países em desenvolvimento (FORTES, 1995).

DAL MOLIN (1988) realizou um levantamento em 275 prédios em geral, no período de 1977 a 1986, desconsiderando obras de grande porte (pontes e barragens), no Estado do Rio Grande do Sul e verificou que aproximadamente 11,89% destas edificações apresentavam patologias devido à corrosão das armaduras e que 26,89% da incidência de fissuras nos edifícios eram encontradas no concreto.

HELENE (1988) também citou que uma das principais ocorrências patológicas no concreto armado é a corrosão das armaduras, depois de manchas superficiais e fissuras apresentadas no concreto.

Em relação à origem dos problemas patológicos relacionados à corrosão das armaduras, o fator mais relevante, representando 40% foi a questão de projeto das estruturas (GRUNAU, 1981 *apud* HELENE, 1988).

CARMONA e MAREGA (1988) em uma extensa pesquisa sobre edificações com manifestações patológicas em diversas regiões do país, verificaram que 27% dos casos estavam associadas com a corrosão das armaduras e que a principal fonte destes danos era a

má execução da obra, representando 52% em relação às demais origens no processo construtivo.

ARANHA (1994) igualmente verificou que a incidência de corrosão nas armaduras é um fator preponderante dentre as manifestações patológicas das edificações, representando aproximadamente 43% dentre os danos encontrados em 348 obras levantadas na Região Amazônica.

NINCE (1996) fez um levantamento em 401 obras na região Centro-Oeste do país e identificou a ocorrência de 30,1% de corrosão das armaduras.

ANDRADE (1997) pesquisou as manifestações patológicas no Estado de Pernambuco, concluindo que corrosão das armaduras é a principal manifestação, chegando ao índice de 62% dos casos.

A corrosão das armaduras nas estruturas através do ingresso de íons cloreto é uma das formas mais comuns de ataque que leva à deterioração de estruturas de concreto armado. Os danos relacionados às estruturas em ambientes marinhos resultam em um custo de bilhões de dólares por ano destinado ao reparo das mesmas. A questão de durabilidade das construções recebeu, portanto, maior atenção nos últimos anos devido a freqüente ocorrência de casos patológicos e ao grande custo associado a reparos (JOSHI e CHAN, 2002). Por exemplo, o custo anual da corrosão em pontes nas auto-estradas nos Estados Unidos é em torno de 8,3 bilhões de dólares, incluindo manutenção, reparo, recolocação e custo de capital, de acordo com a *CC Technologies* e *NACE International* em um estudo financiado pela *U.S. Federal Highway Administration* (FHWA) (ROSS e GOLDSTEIN, 2003). O custo total estimado por ano na área de infra-estrutura chega a 22,6 bilhões de dólares, correspondendo a 3,2% do *Gross Domestic Product* (GDP) americano. Em um outro levantamento nas pontes nos Estados Unidos feito pela FHWA, em 2004, revela que aproximadamente 29% delas são classificadas como estruturalmente ou funcionalmente deficientes (BETTER BRIDGES, 2004).

Na Austrália, o custo de reparo de estruturas foi estimado em 1978 na ordem de 50 milhões de dólares por ano, representando 10% de gastos de edificações novas. Segundo HO e CHIRGWIN (1995) este valor poderia ter sido transformado em torno de bilhões de dólares se considerado estruturas de grande porte.

FORTES (1995) citou que no Brasil o custo da corrosão no ano de 1994 foi em torno de 3 milhões de dólares, creditado a construção civil.

Desta forma, a presente pesquisa tem por objetivo o estudo da corrosão de armaduras galvanizadas e não galvanizadas com a indução de íons cloreto através de ciclos de secagem e

imersão parcial de corpos-de-prova de concretos com diferentes tipos de cimentos (CPIV e CPII F) e relação água/cimento (0,4; 0,5 e 0,6). As medições das armaduras foram feitas por meio de técnica eletroquímica para avaliação do estado de corrosão no final de cada ciclo. Além disso, como estudo complementar, foi realizado a análise por modelamento computacional da relação de aderência da armadura com o concreto em diferentes níveis de corrosão.

A existência de poucos estudos comparativos entre armaduras galvanizadas e não galvanizadas em concreto com diferentes cimentos frente a indução de íons cloretos motivou a realização desta pesquisa para a área da construção civil.

2 O CONCRETO

O concreto é um material compósito comum, constituído por partículas grandes, onde as fases matriz e dispersa são compostas por materiais cerâmicos. Em sentido mais amplo, o termo concreto subentende um material compósito que consiste em um agregado de partículas ligadas umas às outras em um corpo sólido através de algum tipo de meio de ligação, isto é, um cimento (CALLISTER, 2000).

Segundo PETRUCCI (1998) o concreto hidráulico é um material de construção constituído por mistura de aglomerante com um ou mais materiais inertes e água. Quando recém-misturado, deve oferecer condições tais de plasticidade que facilitem as operações de manuseio indispensáveis ao lançamento nas fôrmas, adquirindo, com o tempo, pelas reações que então se processarem entre aglomerante e água, coesão e resistência.

A principal característica do concreto é a alta resistência à compressão, porém sua resistência à tração é baixa. O concreto, com resistência à compressão variando entre 20 e 40MPa é o mais comumente utilizado nas estruturas, embora atualmente existam produções de concreto comercial de alta resistência, chegando até 130MPa de resistência a compressão (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

2.1 Composição do concreto

O concreto é constituído de cimento, agregado miúdo (areia), agregado graúdo (brita) e água. Em alguns casos são usados aditivos e adições minerais.

O cimento Portland é geralmente o mais empregado na construção civil, que é um material obtido pela mistura de material calcário, como rocha calcária ou gesso, e alumina e sílica, encontrados em argilas ou xisto. Pode também ser usada a marga, mistura de materiais calcários e argilosos. Em quase todos os países do mundo se encontram materiais para a fabricação de cimento Portland (NEVILLE, 1997).

As matérias-primas e as porcentagens utilizadas na fabricação do cimento Portland no Brasil são: calcário (CaO – 61 a 67%), sílica (SiO₂ – 20 a 23%), alumina (Al₂O₃ – 4,5 a 7%) e óxido de ferro (Fe₂O₃ – 2 a 3,5%). Estas substâncias quando aquecidas reagem entre si formando outros compostos, que são os principais componentes do cimento Portland (PETRUCCI, 1998), como mostra a Tabela 2.1.

Os compostos anidros, ou seja, os silicatos de cálcio e os aluminatos tricálcicos são os principais produtos de hidratação presentes no cimento Portland. O aluminato tricálcico, C_3A , reage rapidamente com a água e se cristaliza, produzindo um aluminato hidratado, cuja hidratação despende muito calor. No caso do ferro aluminato tetracálcico, C_4AF , ocorre uma reação mais lenta, não libera cal e forma também um aluminato hidratado. No processo de hidratação do cimento o silicato tricálcico, C_3S , libera calor e passa para a solução liberando cal na forma de cristais de hidróxido de cálcio, $Ca(OH)_2$, enquanto uma massa gelatinosa de silicato hidratado se forma em torno dos grãos originais. No caso do silicato dicálcico, C_2S , é atacado lentamente pela água, depois de algumas semanas os cristais se recobrem de silicato hidratado, formando também o hidróxido de cálcio, em menor quantidade. Os silicatos de cálcio hidratados são representados como C-S-H e contém geralmente algumas quantidades de Al, Fe, Mg e outros íons (PETRUCCI, 1998; NEVILLE, 1997).

Tabela 2.1 - Valores médios (em % peso) dos componentes no cimento Portland
(PETRUCCI, 1998; NEVILLE, 1997; CÁNOVAS, 1988).

| Composto | Composição em óxidos / porcentagem em peso no cimento Portland |
|------------------------------|--|
| Silicato tricálcico | $3CaO \cdot SiO_2$ (C_3S – 42 a 60%) |
| Silicato dicálcico | $2CaO \cdot SiO_2$ (C_2S – 14 a 35%) |
| Aluminato tricálcico | $3CaO \cdot Al_2O_3$ (C_3A – 6 a 13%) |
| Ferro aluminato tetracálcico | $4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$ (C_4AF – 5 a 10%) |

Em porcentagens reduzidas existe a magnésia (MgO – 0,8 a 6%), o óxido de titânio (TiO_2), o óxido de magnésio (Mn_2O_3), a álcalis (K_2O e Na_2O – 0,3 a 1,5 %), os sulfatos (SO_3 – 1 a 2,3%) e o anidrido fosfórico (P_2O_5) (PETRUCCI, 1998).

2.2 Deterioração do concreto

O concreto pode sofrer diversos tipos de deterioração, diferentes dos que ocorrem nas armaduras. O estudo dos mecanismos de transporte de líquidos e gases através dos poros do concreto tem evoluído, contribuindo para o conhecimento da durabilidade deste material. Em nível microestrutural no concreto encontram-se vazios capilares, formados quando os silicatos de cálcio hidratados (C-S-H) se desenvolvem e crescem no concreto em hidratação. Uma rede de poros se forma entre as partículas de cimento, inclusive com o próprio C-S-H. Os poros e

os canais grandes (comumente os poros tem dimensões de 100nm a alguns milímetros) conectados em rede permitem facilmente a entrada e a saída da água pelo concreto. Desta forma as substâncias agressivas dissolvidas na água podem penetrar profundamente na estrutura. (MORANVILLE-REGOURD, 1992).

Os poros são ocupados pela fase aquosa do concreto, contendo componentes iônicos como OH^- , Na^+ , Ca^{2+} , K^+ e SO_4^{2-} liberados pelas reações de hidratação ou de cura. Os íons Na^+ , K^+ e OH^- são os principais responsáveis pela elevação da alcalinidade. O pH de 12,5 a 13,5 da fase aquosa do concreto causa uma proteção química nas armaduras devido à formação de uma camada de óxido de ferro III (Fe_2O_3) passivante, composta de lepidocrocita compacta, que adere à superfície da armadura, protegendo-a (HELENE, 2004; FIGUEIREDO, 1994).

O concreto pode sofrer deterioração por processos físicos, químicos, biológicos ou mecânicos (GENTIL, 2003). Efeitos expansivos podem ser vistos como um comportamento físico produzido por reações internas de degelo, pela cristalização de sais solúveis contidos no concreto ou expansão da armadura corroída (CÁNOVAS, 1988). Também podem ser consideradas causas físicas, as variações térmicas, a retração hidráulica, a abrasão, entre outros (VERÇOZA, 1991).

A deterioração por ação química no concreto pode ocorrer na pasta de cimento e no agregado e as causas são provindas principalmente de gases contidos na atmosfera (CO_2 , SO_2 etc.); de águas puras, turvas, ácidas, selenitosas e marinhas; de compostos fluídos ou sólidos de natureza orgânica tais como óleos, gorduras, combustíveis, líquidos alimentares, entre outros. A corrosão química causada pelo ataque de ácido clorídrico (HCl) forma cloretos de cálcio e sílica gel como produto da reação de ataque ao silicato tricálcico do concreto (CÁNOVAS, 1988; VERÇOZA, 1991).

Os agentes biológicos de deterioração no concreto são basicamente fungos e bactérias, como por exemplo, podem-se citar os bacilos *Thiobacillus thioparus* e *Thiobacillus concretivorus* que são encontrados em esgotos cloacais. Os vegetais de grande porte também podem desagregar o concreto, quando as raízes impregnam e crescem no mesmo (VERÇOZA, 1991; GENTIL, 2003; LUDWIG e ALMEIDA, 1979 *apud* HELENE, 1986).

A ação mecânica de deterioração do concreto tem origem nas vibrações da estrutura que podem causar fissuras, possibilitando a entrada de agentes agressivos, podendo ocasionar facilmente a despassivação das armaduras (GENTIL, 2003).

Segundo a NBR 6118 (2003) as deteriorações no concreto podem ser originados por:

- a) Lixiviação causada por ação das águas puras, carbônicas agressivas ou ácidas que dissolvem e carregam os compostos hidratados da pasta de cimento;
- b) Expansão ocasionada por ação de águas e solos que contenham ou estejam contaminados com sulfatos, dando origem a reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado;
- c) Expansão devido à ação das reações entre álcalis do cimento e certos agregados reativos;
- d) Reações deletérias superficiais de certos agregados decorrentes de transformações de produtos ferruginosos presentes na sua constituição mineralógica.

A Tabela 2.2 apresenta um resumo das patologias no concreto devido à diferentes causas.

Tabela 2.2 – Resumo das reações patológicas no concreto (ANDRADE, COSTA e SILVA, 2005; GENTIL, 2003; VERÇOZA,1991).

| Causa | Reações |
|---------------------------------|--|
| Lixiviação | Presença de CO ₂ (ambiente) e Hidróxido de cálcio (no concreto): $Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O$ - Eflorescência na superfície do concreto |
| Carbonatação | Presença de CO ₂ (ambiente) e Hidróxido de cálcio (no concreto): $Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O$ Excesso de CO ₂ (ex.: águas com agentes agressivos): $CaCO_3 + H_2O + CO_2 \rightarrow Ca(HCO_3)_2$ |
| Ácidos | Ataque à pasta de cimento: $Ca(OH)_2 + 2H^+ \rightarrow Ca^{2+} + 2H_2O$ *obs.: H ⁺ = HCl, H ₂ SO ₄ e etc. $3CaO \cdot 2SiO_2 \cdot 3H_2O + 6H^+ \rightarrow 3Ca^{2+} + 2SiO_2 + 6H_2O$ |
| Bases – Reação Álcalis-Agregado | Concreto com sílica (reativa e amorfa) e muito alcalino = Reação entre álcalis e sílica. Ex. Dolomita com soda cáustica: $CaCO_3 \cdot MgCO_3 + 2NaOH \rightarrow Mg(OH)_2 + CaCO_3 + Na_2CO_3$ Reação do aluminato tricálcico (na pasta de cimento) e hidróxido de sódio (base forte): $3CaO \cdot Al_2O_3 + 6NaOH + 6H_2O \rightarrow 2Na_3Al(OH)_6 + 3Ca(OH)_2$ Silicatos ou agregados contendo sílica com soluções concentradas de bases fortes: $SiO_2 + 2NaOH \rightarrow Na_2SiO_3 + H_2O$ Solução de soda cáustica que penetra no concreto e se concentra devido à evaporação: $2NaOH + CO_2 + 6H_2O \rightarrow Na_2CO_3 \cdot 7H_2O$ $2NaOH + CO_2 + 9H_2O \rightarrow Na_2CO_3 \cdot 10H_2O$ Resultado: Expansão, fissuras e exsudação do gel de sílica, através de poros e fissuras. |
| Sais | Sal de amônia reage com o meio alcalino do concreto, minimizando a alcalinidade do mesmo: $2NH_4Cl + Ca(OH)_2 \rightarrow 2NH_3(g) + 2H_2O + CaCl_2$ Sais de magnésio podem ocasionar reação dos íons magnésio com o hidróxido de cálcio, tendo como resultado lixiviação do íon cálcio: $Mg^{2+} + Ca(OH)_2 \rightarrow Mg(OH)_2 + Ca^{2+}$ Cloreto de ferro (III) e cloreto de alumínio formam ácido clorídrico com a água: $FeCl_3 + 3H_2O \rightarrow Fe(OH)_3 + 3HCl$ $AlCl_3 + 3H_2O \rightarrow Al(OH)_3 + 3HCl$ Reação entre o sulfato, ou ácido sulfúrico, e o hidróxido de cálcio (da hidratação do cimento): $Ca(OH)_2 + SO_4^{2-} + 2H_2O \rightarrow CaSO_4 \cdot 2H_2O + 2OH^-$ <p style="text-align: right;"><i>continua</i></p> |

| | |
|-----------------------------|---|
| | $Ca(OH)_2 + H_2SO_4 \rightarrow CaSO_4 \cdot 2OH^-$ <p>Sulfato de cálcio hidratado reage com o aluminato tricálcico hidratado, ocasionando aumento de volume, podendo ocorrer fissuras e descascamento do concreto:</p> $3CaSO_4 \cdot 2H_2O + 3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 6H_2O + 19H_2O \rightarrow 3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 31H_2O$ <p>Reação de íons bicarbonato, e o magnésio, existente na água do mar, com o hidróxido de cálcio do concreto:</p> $Ca(OH)_2 + HCO_3^- \rightarrow CaCO_3 + H_2O + OH^-$ $Ca(OH)_2 + Mg^{2+} \rightarrow Mg(OH)_2 + Ca^{2+}$ |
| Água do Mar | <p>Estrutura submersa: resiste a corrosão;</p> <p>Varição da maré na estrutura: processo de molhagem e secagem sujeito a corrosão;</p> <p>Respingos de maré: corrosão mais intensa;</p> <p>Névoa salina: corrosão menos intensa;</p> <p>Estrutura enterrada: geralmente não se observa corrosão.</p> |
| Gás Sulfídrico e Sulfetos | <p>O gás sulfídrico pode se originar da hidrólise de sulfetos, como no exemplo abaixo:</p> $Na_2S + 2HOH \rightarrow 2NaOH + H_2S$ <p>A partir daí o ácido sulfídrico ataca o ferro do aço resultando na seguinte reação:</p> $Fe + H_2S \rightarrow FeS + 2H$ $2H \rightarrow H_2$ <p>O hidrogênio atômico, em presença de sulfeto, não se transforma em uma molécula, proporcionando a fragilidade do metal.</p> |
| Bactérias | <p>Thiobacillus thiooxidans: bactérias que se desenvolvem no esgoto e diminuem o pH e deterioram o concreto, com posterior ataque das armaduras.</p> <p>Desulfovibrio desulfuricans: bactérias que se desenvolvem no esgoto e deterioram o concreto.</p> |
| Vegetal | Raízes finas que quando cresce fissuram o concreto |
| Corrente de Fuga | Corrosão da armadura por meio do concreto |
| Resistividade Elétrica | Possibilita o fluxo de elétrons, ocasionando a corrosão das armaduras |
| Porosidade e Permeabilidade | Resistividade do concreto baixa e aceleração do processo corrosivo |
| Fissuras ou Trincas | Possibilidade de ataque corrosivo na armadura |

A Figura 2.1 ilustra o fenômeno de lixiviação no concreto em uma zona marinha, com o carbonato de cálcio aparente na superfície do concreto, fruto da reação do hidróxido de cálcio presente na massa e dióxido de carbono do ambiente externo.



Figura 2.1 – Lixiviação do concreto em zona marinha, onde se pode observar o produto branco de carbonato de cálcio (CaCO₃) no detalhe ampliado (GENTIL, 2003).

2.2.1 Relação das agressividades ambientais segundo a norma brasileira NBR 6118:2003

A norma NBR 6118:2003 sobre projeto de estruturas de concreto armado tráz em seu conteúdo critérios para atender a durabilidade visando diferentes zonas de risco para as estruturas, como mostram as Tabelas 2.3 a 2.5.

As zonas marítimas e industriais são as que apresentam elevadas probabilidades de danos, sendo requerido maior cuidado em especificações de projeto das estruturas.

O cobrimento é um dos requisitos referentes à durabilidade da estrutura, pois representa uma barreira física para a corrosão das armaduras. Pode-se observar na Tabela 2.4 que para o concreto com armaduras protendidas os cobrimentos são maiores, pois a estrutura trabalha sob tensão das armaduras, mecanismo que acelera a corrosão.

Como será visto a seguir, a relação água/cimento determina a qualidade do concreto e como consequência a sua porosidade, fator determinante ao ingresso de agentes agressivos oriundos do meio ambientais.

Tabela 2.3 - Classes de agressividade ambiental (NBR 6118:2003).

| Classe de agressividade ambiental | Agressividade | Ambiente | Risco de deterioração da estrutura |
|--|----------------------|--|---|
| I | Fraca | Rural / Submersa | Insignificante |
| II | Moderada | Urbana ^{1), 2)} | Pequeno |
| III | Forte | Marinha ¹⁾ / Industrial ^{1), 2)} | Grande |
| IV | Muito forte | Industrial ^{1), 3)} / Respingos de maré | Elevado |

¹⁾Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 2.4 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal (NBR 6118:2003).

| Tipo de estrutura | Componente ou elemento estrutural | Classe de agressividade | | | |
|-----------------------------------|-----------------------------------|-------------------------|----|-----|------------------|
| | | I | II | III | IV ³⁾ |
| | | Cobrimento nominal (mm) | | | |
| Concreto armado | Laje ²⁾ | 20 | 25 | 35 | 45 |
| | Viga/Pilar | 25 | 30 | 40 | 50 |
| Concreto protendido ¹⁾ | Todos | 30 | 35 | 45 | 55 |

¹⁾ Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

²⁾ Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contra-piso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfáltico e outros tantos, as exigências desta Tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5*, respeitando um cobrimento nominal > 15 mm.

³⁾ Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estação de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes químicos e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal > 45 mm.

* 7.4.7.5 Os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal (C_{nom}) de uma determinada armadura deve sempre ser:

$C_{nom} > \phi$ armadura;

$C_{nom} > \phi$ feixe = $\phi \sqrt{n}$;

$C_{nom} > 0,5 \phi$ bainha.

Tabela 2.5 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto (NBR 6118:2003)

| Concreto | Classe de agressividade | | | | |
|-------------------------------|-------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | Tipo | I | II | III | IV |
| Relação | CA | $\leq 0,65$ | $\leq 0,60$ | $\leq 0,55$ | $\leq 0,45$ |
| água/cimento em massa | CP | $\leq 0,60$ | $\leq 0,55$ | $\leq 0,50$ | $\leq 0,45$ |
| Classe de concreto (NBR 8953) | CA | $\geq C20$ | $\geq C25$ | $\geq C30$ | $\geq C40$ |
| | CP | $\geq C25$ | $\geq C30$ | $\geq C35$ | $\geq C40$ |

Notas:

¹⁾ O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir os requisitos estabelecidos na NBR 12655.

²⁾ CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

³⁾ CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

2.3 Aspectos de durabilidade do concreto

Para obter-se um concreto durável é preciso definir aspectos de qualidade na sua concepção. Desta forma, se torna necessário uma revisão dos fatores que influenciam este processo.

Deve ser destacado que na hora da concretagem na obra é necessário cuidado do seu

lançamento nas fôrmas e um correto adensamento, onde para isto o concreto deve ter uma boa trabalhabilidade. Entretanto, as precauções devem continuar após a cura do concreto, estabelecendo parâmetros ideais em relação ao ambiente que ele permanecerá, como o cobrimento adequado da armadura, mecanismos de transporte no corpo da estrutura, pontos críticos e o trabalho sob carga da estrutura (PETRUCCI, 1998).

CHIRGWIN e HO (1995) estabeleceram que as propriedades de interesse para um concreto durável dependem do tipo de estrutura e das suas condições de exposição. A penetração de substâncias como o dióxido de carbono, cloreto, oxigênio e água são as mais importantes e devem ser consideradas. Esta penetração ocorre através dos poros do concreto próximos à superfície, sendo a porosidade um dos principais fatores para a determinação da qualidade do concreto. A propriedade que representa a maior ou menor propensão do concreto no transporte de agentes agressivos é a taxa de penetração da água devido à ação capilar (S). Esta propriedade afeta o ingresso de materiais agressivos solúveis (ex.: cloretos vindos de névoa salina ou dióxido de enxofre da atmosfera poluída) e a fase de propagação, fornecendo umidade e baixa resistividade ao concreto. Desta forma, um concreto de boa qualidade deve apresentar baixa taxa de penetração de água.

A equação 2.1 apresenta a relação entre a profundidade de penetração de água e o tempo, para se obter o valor da taxa de penetração de água por capilaridade.

$$S = \frac{x}{\sqrt{t}} \quad (2.1)$$

Onde S é a taxa de penetração da água por capilaridade, em milímetros por hora; x é a profundidade de penetração, em milímetros e t é o tempo, em horas.

A qualidade do concreto melhora com as seguintes recomendações segundo CHIRGWIN e HO (1995):

- Aumento do tempo de cura;
- Relação água/cimento baixa;
- A escolha de uma boa combinação de adições ao concreto (opcional).

O *American Concrete Institute, ACI-Building Code 318-2002*, estabelece que para que se tenha um concreto durável o máximo de relação água/cimento deve ser de 0,40 a 0,50 para concretos expostos à condições desfavoráveis ou para prevenir a corrosão das armaduras que é aproximadamente equivalente ao requerimento de resistência à compressão de no mínimo 34,5 e 27,6MPa, respectivamente.

3 AS ARMADURAS

As armaduras de aço apresentam composição química constituída de ferro-carbono e outros elementos de impurezas, tais como Fósforo (P), Enxofre (S), Manganês (Mn), Silício (Si) e Alumínio (Al). Estas impurezas formam geralmente inclusões não-metálicas e não são desejáveis. O enxofre e o fósforo são elementos fragilizantes do aço, pois no processo de laminação as inclusões desses elementos tendem a se alinhar, tornando assim o aço mais frágil (MARTINS, 2002).

O aço se destaca por diversas propriedades, como a ductilidade, a maleabilidade, tenacidade, dureza e por ter um baixo custo. Contudo, o aço ao carbono sofre facilmente corrosão na presença do ar úmido, gases contaminantes, partículas sólidas e temperatura.

Na fabricação, o aço quente sai dos trens de laminação a uma temperatura de aproximadamente de 900°C e entra em contato com o meio ambiente numa temperatura de 25°C, ocorrendo à formação de uma camada de óxido dura, aderente, compacta, uniforme e pouco permeável formada na superfície do aço, conhecida como carepa de laminação. Esta carepa é catódica em relação ao ferro e tende a se corroer nos pontos onde apresentam fraturas (HELENE e CASCUDO, 2000).

3.1 Corrosão das armaduras

A corrosão das armaduras pode ser definida como a deterioração ocasionada por fenômenos químicos ou eletroquímicos com a influência do meio ambiente.

Na corrosão química, a deterioração é uniforme por toda extensão da superfície da armadura através de reações químicas diretas entre o material metálico, ou não-metálico, com o meio corrosivo, ou seja, não ocorre a formação de pilha eletroquímica, não havendo a geração de corrente elétrica (CÁNOVAS, 1988). Em processo inicial a corrosão química pode auxiliar a armadura a ter maior durabilidade, pois com o cálcio do cimento, o óxido de ferro auxilia na formação de ferrito de cálcio que é uma substância estável sobre o metal. (HELENE, 1986; VERÇOZA, 1991).

Na corrosão eletroquímica das armaduras ocorrem reações que retiram massa de uma área (região anódica) para se depositar em outra (região catódica), ocorrendo a propagação da corrosão na superfície do metal. A corrente elétrica formada flui até a igualdade de potenciais

entre as áreas catódicas e anódicas (BENTUR, DIAMOND e BERKE, 1997). Esta tendência de equilíbrio leva os átomos de ferro a passarem através da solução que está submetido, transformando-se em cátions de ferro, deixando para trás a armadura com carga negativa, formando a pilha de corrosão com a presença de reagentes redutores (GEMELLI, 2001; HELENE,1986).

A diferença de potencial para a formação da pilha eletroquímica existe tanto pelos agentes agressivos externos, como também pelas diferenças que podem existir no próprio concreto armado. Essa diferença pode surgir da heterogeneidade na massa do concreto, da umidade em áreas distintas entre o aço e o concreto ou pela aeração diferencial de algumas áreas. Esse último caso ocorre quando há principalmente fissuras ou elevada permeabilidade no concreto, que propiciam a diferença de aeração, formando uma área anódica nas regiões menos aeradas, e a área catódica nas regiões mais aeradas (CÁNOVAS, 1988; GENTIL, 2003).

Existe outra possibilidade de formação da pilha eletroquímica, chamada de corrosão sob tensão. A corrosão se desenvolve devido à tensões de deformação na armadura. A região deformada da armadura se transforma em zona anódica por apresentar concentração de tensão, enquanto todo o resto se torna catódico. Além disso, nas regiões onde existem tensões como a de tração formam-se pequenas trincas que se propagam perpendicularmente à tensão fragilizando a armadura (CÁNOVAS, 1988; VERÇOZA, 1991).

As formas de corrosão eletroquímica citadas ocorrem de forma natural no concreto armado, mas existem outras formas de corrosão eletroquímica originadas de corrente elétrica como, por exemplo, máquinas de solda elétrica. Qualquer fonte elétrica pode propiciar o surgimento de correntes de fuga ocasionando um circuito diferencial com um potencial distinto ao da armadura. Assim origina-se uma corrosão eletrolítica fazendo com que a armadura funcione como ânodo ativo (saída da corrente), enquanto a entrada da corrente funciona como cátodo. (HELENE 1986; GENTIL, 2003).

A corrosão das armaduras por fenômenos eletroquímicos pode produzir duas manifestações patológicas no concreto armado: a desagregação do concreto de cobrimento e a diminuição da seção resistente da armadura, como mostra a Figura 3.1. Esses fenômenos ocorrem porque os produtos de corrosão da armadura se expandem ao mesmo tempo em que o metal é consumido. Essa expansão é capaz de exercer pressões aproximadas de 32MPa contra o concreto de cobertura, levando a desagregação do mesmo (WEST e HIME, 1985).

LIU (1996) fez um comparativo entre as pressões provocadas pelos produtos de corrosão através de modelo experimental e analítico, obtendo para um período de 2 a 4 anos

de corrosão um valor de 31,5MPa para a pressão radial média na armadura.

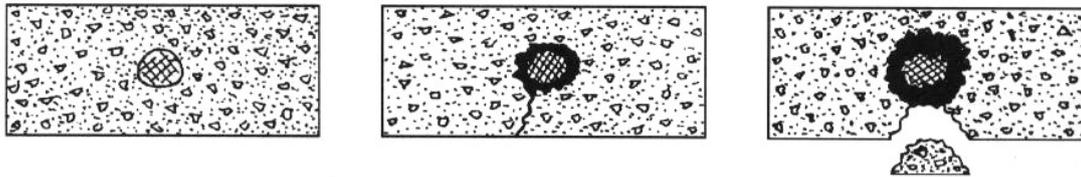


Figura 3.1 – Esquema ilustrativo do processo de deterioração do concreto armado (GENTIL, 2003).

Outro efeito patológico nas armaduras causado pela expansão dos produtos de corrosão é a perda de aderência com o concreto, pois essa expansão dos produtos de corrosão pode alcançar por volta de oito a dez vezes o volume inicial da armadura (SHREIR, 1979; GEMELLI, 2001; VERÇOZA, 1991).

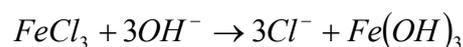
A formação dos produtos de corrosão na corrosão eletroquímica ocorre nas seguintes condições (RÜSCH, 1975 *apud* HELENE, 1986):

- com a existência de um eletrólito;
- com a existência de uma diferença de potencial;
- com a existência de oxigênio; e
- com a existência de agentes agressivos.

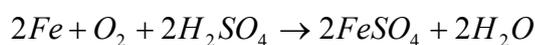
O eletrólito é um líquido ionizado por alguma substância, presente nos poros e capilares do concreto (com U.R.>60%). O oxigênio e agentes agressivos, como o cloro e o sulfato, atuam como catalisadores, acelerando o processo de corrosão. Um exemplo é a reação do íon cloreto com a armadura, que é mostrada nas reações químicas a seguir (HELENE, 1986; CASCUDO, 1997):

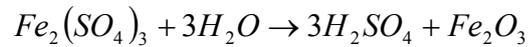
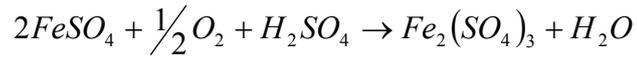


Por hidrólise:



Outro exemplo são os íons de sulfeto que quando entram em contato com o ferro da armadura reagem como mostram as seguintes reações (VERÇOZA, 1991; HELENE, 1986):





Quando bem executado, o concreto confere uma proteção física e química à armadura. A perda desta proteção pode ocorrer por diversas formas, sendo preponderante a despassivação por ataque de íons agressivos ou de substâncias ácidas existentes na atmosfera. Os principais agentes responsáveis pela corrosão são o dióxido de carbono (CO₂) e os íons cloreto (Cl⁻) (HELENE, 2004).

A Figura 3.2 mostra a desagregação do concreto por ataque de cloro em ambiente agressivo.



Figura 3.2 - Corrosão generalizada da armadura de uma laje devido ao ataque por cloro, com desagregação do concreto de cobertura (HELENE, 1988).

Resumidamente, as armaduras podem sofrer os seguintes tipos de corrosão (HELENE, 2004; FORTES, 1995; GENTIL, 2003):

- *corrosão uniforme*: corrosão em toda a extensão superficial da armadura quando esta fica exposta ao meio agressivo;
- *corrosão puntiforme*: os desgastes são localizados sob a forma de pites ou alvéolos;
- *corrosão intergranular*: ocorre entre os grãos da rede cristalina do metal. Quando os vergalhões sofrem solicitações de tensão, podem sofrer fratura do tipo frágil, perdendo sua funcionalidade;
- *corrosão transgranular*: ocorre intragrãos da rede cristalina, podendo levar à fratura, quando houver esforços mecânicos;
- *fragilização pelo hidrogênio*: corrosão originada pela ação do hidrogênio atômico que se difundiu para o interior do aço, propiciando a sua fragilização e, em consequência, a perda de

ductilidade e possível fratura da armadura.

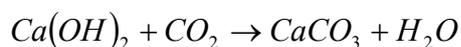
São extremamente graves as três últimas formas de corrosão quando existe ação conjunta de sollicitação mecânica e meio corrosivo, pois ocasionam a corrosão sob tensão fraturante com conseqüente fratura da armadura. A corrosão uniforme pode apresentar graves conseqüências às armaduras quando expostas em ambiente poluído com CO₂. A corrosão por pite por se tratar de cavidades localizadas em pontos pode agir como um concentrador de tensões, possibilitando a corrosão sob tensão fraturante.

Para a maioria dos metais o estado quimicamente combinado é preferido, principalmente por óxidos, sulfetos, carbonatos e outros compostos complexos (TRETHERWEY e CHAMBERLAIN, 1996).

3.1.1 Iniciação da corrosão por carbonatação

Na corrosão das armaduras por ação de gás carbônico (anidrido carbônico) da atmosfera ocorre o transporte do gás por difusão no concreto, que reage com os hidróxidos alcalinos (hidróxido de cálcio), presentes na solução contida nos poros do concreto, reduzindo assim o pH dessa solução que era de aproximadamente 12,5 para valores inferiores a 9. Ambientes de umidade relativa entre 60 a 98% ou em ambientes sujeitos a ciclos de molhagem e secagem, possibilitando a corrosão, é onde as condições de despassivação deletéria ocorrem de maneira significativa. O fenômeno de carbonatação não é aparente e não reduz a resistência do concreto e até aumenta a sua dureza superficial. Para identificar a profundidade de carbonatação é necessária a realização de ensaios específicos. No entanto, ao atingir a armadura, dependendo das condições de umidade ambiente, a carbonatação pode promover grave corrosão com manchas, fissuras, destacamentos de pedaços de concreto e até perda da seção resistente da armadura e a perda da aderência, promovendo o colapso da estrutura ou parte dela, o qual também pode ocorrer na presença de íons cloreto (HELENE, 2004; SOUZA e RIPPER, 1998).

A reação química de carbonatação é dada pela seguinte reação, com o produto de hidratação do cimento e o dióxido de carbono:



A Figura 3.3 mostra o grau de carbonatação em relação à umidade relativa do ar, onde se observa que quando a umidade é muito baixa decresce o nível de carbonatação. No entanto, quando a umidade está na faixa de 60 % a carbonatação se eleva ao máximo e só reduz perto da saturação de água nos poros e capilares do concreto, pois neste ponto os poros ficam fechados (CÁNOVAS, 1988).

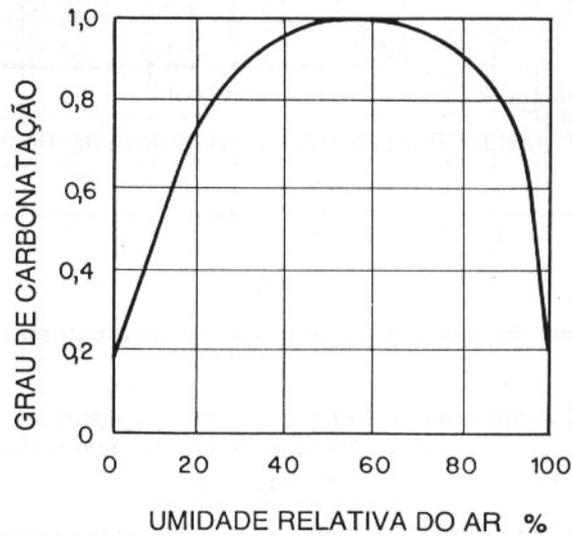


Figura 3.3 - Grau de carbonatação em relação à umidade do ar (CÁNOVAS, 1988).

O tempo que a carbonatação leva para atingir a armadura depende principalmente da espessura de cobrimento e da permeabilidade do concreto, essa última pode ser associada à resistência mecânica e ao grau de compactação do mesmo (HELENE, 1989).

Na expressão apresentada por CASCUDO (1997), pode-se ter uma previsão de vida útil quanto à carbonatação no concreto armado:

$$t = \frac{e_{CO_2}^2}{k_{CO_2}^2} \quad (3.1)$$

onde t é o tempo de exposição, geralmente em anos; e_{CO_2} é a espessura ou profundidade de carbonatação, geralmente em mm; K_{CO_2} é o coeficiente de carbonatação, depende da difusividade do dióxido de carbono no interior do concreto, geralmente em $\text{mm/ano}^{1/2}$.

O gráfico da Figura 3.4 mostra teoricamente que uma mesma vida útil pode ser alcançada por diferentes relações de cobrimento/resistência do concreto frente à carbonatação (HELENE, 2004).

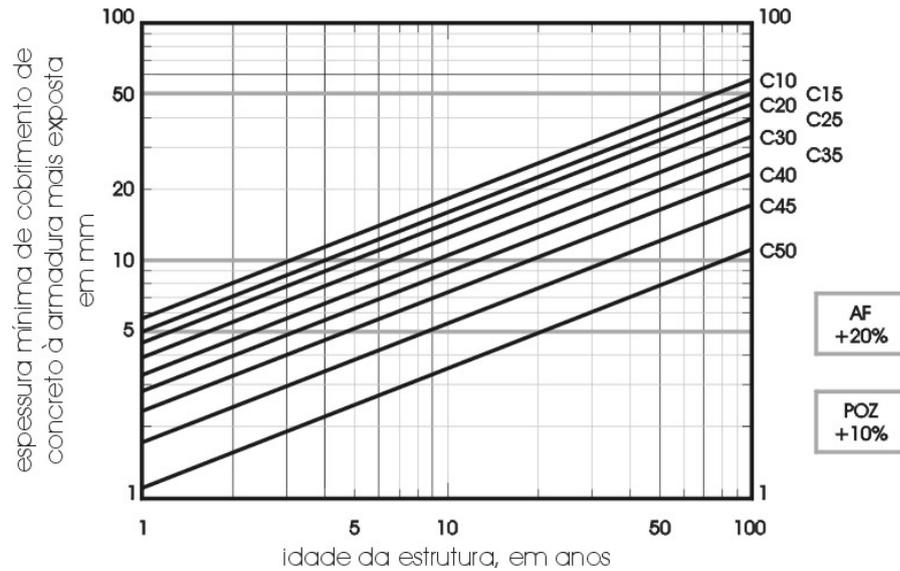


Figura 3.4 - Ábaco para representação da durabilidade em relação aos cobrimentos dos concretos (de C10 a C50) expostos a carbonatação (HELENE, 2004).

* Classe de concreto: C10 a C20 = efêmera; C25 a C30 = normal; C35 a C45 = resistente; C50 = durável.

* Se for AF (cimento Portland com escórias de alto forno), acrescentar 20% nas espessuras mínimas características de cobrimento do concreto.

* Se for POZ (cimento Portland com pozolana), acrescentar 10% nas espessuras mínimas características de cobrimento do concreto.

3.1.2 Corrosão por íons cloreto

A água do mar contém aproximadamente 3,4% de NaCl e é ligeiramente alcalina, pH 8, sendo um bom eletrólito, podendo causar a corrosão galvânica. A corrosão é afetada pelo índice de oxigênio, velocidade, temperatura e pela presença ou não de organismos biológicos.

O maior ataque das estruturas ocorre em zonas de respingo de maré devido à variação de molhagem e secagem e também por causa da aeração diferenciada (FONTANA, 1986).

O *American Concrete Institute* (ACI-Building Code 318-2002) estabelece um índice máximo de 0,15% de íons cloreto em relação à massa de cimento em estruturas de concreto armado.

A corrosão das armaduras induzida por íons cloreto no concreto é caracterizada por um ataque localizado com o desenvolvimento de regiões ativas e passivas. A coexistência dessas áreas na mesma armadura pode formar o curto-circuito galvânico com uma alta corrente de corrosão (I_{corr}) na área ativa. A perda de secção transversal de até 1mm/ano tem sido encontrado em plataformas de pontes ou subestruturas sem manifestação aparente na superfície do concreto quer seja por desagregação ou por rachaduras (ELSENER, 2001).

A ação do cloreto pode ser minimizada pela formação de cloroaluminato de cálcio, ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$), resultado da reação entre o cloreto e aluminatos do concreto. Esta reação diminui a quantidade de cloreto em estado livre na solução dos poros do concreto, que são os mais prejudiciais para o processo de corrosão. Então, se o concreto contém níveis elevados de aluminato tricálcico (C_3A) favorece a proteção contra os cloretos (SAKR, 2004; GENTIL, 2003).

A despassivação das armaduras por penetração de íons cloreto pode ocorrer quando (SOUZA; RIPPER, 1998):

- há um elevado teor de cloreto, que pode estar dentro dos materiais que compõem o concreto;
- o concreto entra em contato com a água do mar;
- utiliza-se o sal ($NaCl$) para degelo da neve em estruturas de concreto;
- estruturas enterradas têm contato com solos contaminados;
- evaporação do cloro através de processos de limpeza da água em reservatórios atingindo a superfície interna do concreto;
- há tratamentos de limpeza realizados com ácido muriático nas estruturas.

Certo limite de íons cloreto em relação à concentração de hidroxilas despassivam a superfície do aço promovendo a corrosão. A concentração de cloreto é crítica para a corrosão das armaduras quando a relação de Cl/OH variar no intervalo de 0,6 até 1,0 que corresponde aproximadamente a 0,2-0,4% por peso de cimento (SOYLEV; FRANÇOIS, 2003).

3.1.2.2 Penetração de íons cloreto

A penetração de íons cloreto não é visível, não reduz a resistência do concreto e não altera a sua aparência superficial. Para identificar a profundidade de um teor crítico de cloreto são necessários ensaios específicos (CASCUDO, 1997; KROPP *et al.* 1995).

A penetração de íons cloreto tem forte influência no desencadeamento da corrosão no concreto armado, mas a sua grande ação é sobre as armaduras que podem sofrer corrosão puntiforme de elevada periculosidade para o metal. Os íons cloreto que ingressam para o interior do concreto são responsáveis pelo aumento da condutividade elétrica do eletrólito facilitando a corrosão das armaduras. A taxa de penetração de cloreto através do concreto depende de diversos fatores que incluem o local onde esta estrutura de concreto se encontra,

englobando o microclima e a situação de contato com o cloreto, a água e o oxigênio, que são os fatores que contribuem para todo o processo de corrosão (MEDEIROS; HELENE, 2003).

KROPP *et al.* (1995) citam que os principais mecanismos de transporte de gases, água ou íons são:

a) *Difusão*: é a transferência de massa por um movimento aleatório dos íons na solução presente nos poros. O fluxo de massa é expresso pela primeira lei de Fick, dado pela equação 3.2.

$$F = -D \frac{\partial C}{\partial x} \quad (3.2)$$

Onde F é o fluxo de massa; D é o coeficiente de difusão; C é a concentração de íons na solução e x é a profundidade considerada.

b) *Permeabilidade*: o coeficiente de permeabilidade é característica do material que descreve a permeação de gases ou líquidos através dos poros, devido a uma pressão, representada pela lei de Darcy, dado pela equação 3.3.

$$F = -\frac{k_p}{\eta} \frac{\partial p}{\partial x} \quad (3.3)$$

Onde F é o fluxo de massa; k_p é a permeabilidade característica do material; p é a pressão do fluido; e η é a viscosidade (característica do material) e x é a profundidade considerada.

c) *Absorção capilar*: é o transporte de líquidos em sólidos porosos devido à tensão superficial nos vasos capilares, descrito pela lei de Darcy ampliada, que é dada pela equação 3.4.

$$q = -K(\theta) \frac{d\Psi}{dx} \quad (3.4)$$

Onde q é o fluxo de velocidade; K é a condutividade hidráulica; Ψ é o potencial capilar, os dois últimos dependem do teor de água (θ) e x é a posição no material onde se mede o fluxo.

d) Adsorção e dessorção:

- Adsorção: fixação de moléculas em superfícies sólidas devido à força de natureza química ou física;

- Dessorção: liberação de moléculas adsorvidas de superfícies sólidas.

A absorção capilar em geral é o primeiro passo de penetração de íons cloreto na superfície do concreto, onde um exemplo é a névoa salina em contato com a estrutura. Neste caso quanto menor forem os poros do concreto maior será a ação capilar devido a ação da tensão superficial das substâncias líquidas contaminadas, este processo é intensificado pela afinidade dos poros do concreto com a água (hidrofilico), ou seja, a molhabilidade do poro. No caso da difusão ocorre a busca de equilíbrio através da diferença de concentração de cloretos (entre o exterior e interior do concreto), promovendo a movimentação dos íons. O interior do concreto é onde se tem maior umidade e é para onde os íons tendem a migrar. A permeabilidade é um parâmetro dependente da qualidade e dimensão dos poros, ou seja, depende intimamente da relação água/cimento na mistura do concreto. Quanto maiores os poros maior é a permeabilidade. A migração de íons é um outro parâmetro existente, que ocorre por afinidade dos íons (carga negativa) a campos elétricos, como o processo de corrosão eletroquímico da armadura (CASCUDO, 1997).

A Figura 3.5 mostra as interações que os íons cloreto podem ter nos poros do concreto.

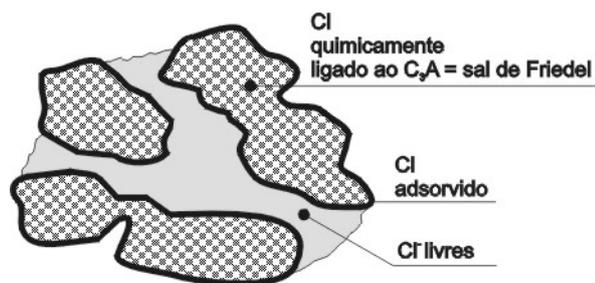


Figura 3.5 - Interações dos íons cloreto no concreto (CASCUDO, 1997).

A primeira equação de modelagem da penetração de cloreto no concreto saturado é dada pela equação difusão unidimensional dependente do tempo, chamada de segunda lei de Fick, dada pela equação 3.5.

$$\frac{C_s - C_x}{C_s - C_o} = \text{erf} \frac{x}{\sqrt{4Dt}} \quad (3.5)$$

onde erf é a função de erro; C_s é a concentração de cloreto na superfície do concreto, em porcentagem; C_o é a concentração inicial de cloreto no concreto logo antes do início do teste, em porcentagem; C_x é a concentração total de cloreto medida no concreto; x é a profundidade, em metros; t é o tempo a partir do início do teste, em segundos; D é o coeficiente de difusão do cloreto.

O uso da equação 3.5 é restrita, pois a penetração de cloreto no concreto não é governada por uma equação de difusão unidimensional. Além disso a equação é formulada em termos de concentração total de cloretos no cimento, onde sabe-se que somente os íons livres de cloreto nos poros do concreto são diretamente responsáveis pelo início da corrosão.

KONG *et al.* (2002) realizaram um estudo sobre a penetração de íons cloretos no concreto desconsiderando o uso da equação de difusão unidimensional no processo, como pode ser verificado através das equações 3.7 a 3.14.

Através da substituição da primeira e segunda lei de Fick, e desacoplamento da concentração de cloreto livre da concentração total de cloreto, a equação de difusão dos cloretos no concreto saturado pode ser escrita como pela equação 3.7.

$$\frac{\partial C_t}{\partial t} = \frac{\partial C_t}{\partial C_f} \frac{\partial C_f}{\partial t} = \text{div}[D_{Cl} \text{grad}(C_f)] \quad (3.7)$$

A equação 3.7 inclui dois parâmetros, a capacidade de ligação de cloreto ($\partial C_f / \partial C_t$) e a difusividade do cloreto (D_{Cl}). Esses dois parâmetros dependem das propriedades do concreto e das condições do ambiente.

Um outro modelo matemático está relacionado com a capacidade de ligação do cloreto, dada pela razão da mudança na concentração de cloreto livre com a mudança da concentração total de cloreto, expressa pela equação 3.8.

$$\frac{\partial C_f}{\partial C_t} = \frac{1}{\frac{\partial C_t}{\partial C_f}} = \frac{1}{\frac{\partial (C_f + C_b)}{\partial C_f}} = \frac{1}{1 + \frac{\partial C_b}{\partial C_f}} \quad (3.8)$$

Onde $\partial C_b / \partial C_f$ pode ser obtido experimentalmente.

Um modelo de previsão para a capacidade de ligação foi desenvolvido a partir da isoterma de Freundlich, dado pela equação 3.9.

$$\frac{\partial C_f}{\partial C_t} = \frac{1}{1 + \frac{A10^B \beta_{C-S-H}}{35450 \beta_{sol}} \left(\frac{C_f}{35,45 \beta_{sol}} \right)^{A-1}} \quad (C_f > 0) \quad (3.9)$$

onde A e B são duas constantes dos materiais relacionadas à adsorção de cloreto e tem valores iguais a 0,3788 e 1,14, respectivamente. Da equação 3.9 se pode perceber que a capacidade de ligação depende de dois parâmetros, β_{sol} e β_{C-S-H} .

O parâmetro β_{sol} é a razão entre o volume de solução no poro por peso de concreto, em L/g.

$$\beta_{sol} = \frac{V_{sol}}{w_{conc}} = \frac{w_{sol}}{\rho_{sol} w_{conc}} = \frac{n(H, T)}{\rho_{sol}} \quad (3.10)$$

Onde V_{sol} e w_{sol} é o volume e o peso de solução nos poros, respectivamente; w_{conc} é o peso do concreto; ρ_{sol} é a densidade da solução nos poros, em g/L que depende da concentração de cloreto. A razão de peso entre a solução dos poros e o concreto fornece a isoterma de adsorção de cloreto, que depende da umidade relativa (H), temperatura (T) e a estrutura porosa do concreto.

O parâmetro β_{C-S-H} é a razão de peso entre C-S-H gel e o concreto, em g/g. Este parâmetro determina o efeito da composição do cimento e idade na fração de volume do C-S-H gel e pode ser escrito como:

$$\beta_{C-S-H} = \frac{w_{C-S-H}}{w_{total}} \quad (3.11)$$

onde w_{C-S-H} e w_{total} são o peso do C-S-H gel e o peso total dos produtos de hidratação do concreto, respectivamente.

Para condições iniciais onde $C_f=0$, utiliza-se a isoterma de Langmuir:

$$\frac{\partial C_f}{\partial C_t} = \frac{1}{1 + \frac{\partial C_b}{\partial C_f}} = \frac{1}{1 + \frac{1}{\alpha \left(\beta C_f + \frac{1}{\alpha} \right)^2}} \quad (3.12)$$

onde,

$$\alpha = \frac{410,17 \beta_{C-S-H}}{35450 \beta_{sol}} \quad (3.13)$$

$$\beta = \frac{1000}{\beta_{C-S-H} 5,41} \quad (3.14)$$

Quando a concentração de cloreto livre se aproxima do zero, a capacidade de ligação se aproxima de $\frac{1}{(1 + \alpha)}$.

BARBERON *et al.* (2005) apresentaram resultados do estudo da fixação do cloreto nos produtos de hidratação do cimento e da caracterização de novas fases devido ao ingresso de cloreto através da ressonância magnética nuclear, pois, são pouco conhecidos os mecanismos de fixação, a localização do cloro na matriz do cimento e a interação estrutural entre o cloro e o silicato e aluminato presentes nas fases de hidratação da pasta de cimento.

A ressonância magnética nuclear mostrou ser uma técnica poderosa para avaliar as interações entre cloretos e cimento hidratado. Observou-se que o sódio não foi afetado pelo processo de hidratação e que o cloreto desaparece rapidamente devido às reações químicas com componentes do cimento. Os dados da espectroscopia do ^{27}Al e ^{29}Si do cimento mostraram que apenas o alumínio interage com o cloreto. A espectroscopia do ^{35}Cl mostrou a ausência de cloreto iônico quando o material é secado, sendo apenas observado o cloreto sólido ou adsorvido e a exposição do concreto à solução de NaCl conduz sobretudo a uma reidratação do cimento residual.

O ábaco mostrado na Figura 3.6 apresenta a difusão de cloretos em faces externas de componentes estruturais de concreto exposto a zonas de respingos de maré.

Pode-se notar pelo ábaco da Figura 3.6 que as zonas de respingos de maré são ambientes muito mais agressivos que ambientes que contém somente dióxido de carbono, como mostra a Figura 3.4. Portanto é muito importante o adequado planejamento de uma estrutura para cada zona de risco.

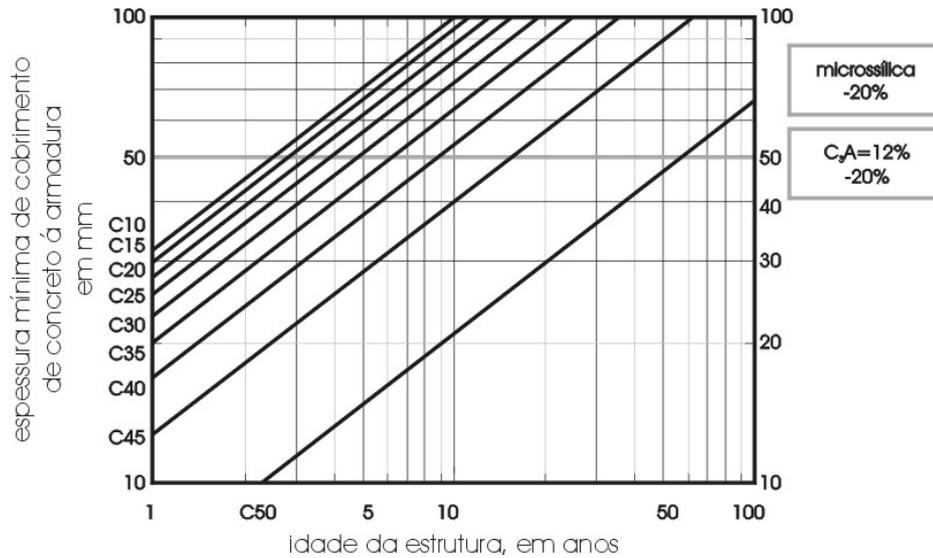


Figura 3.6 – Ábaco para representação da durabilidade em relação ao cobrimentos dos concretos (de C10 a C50) expostos ao cloro (HELENE, 2004).

* Classe de concreto: C10 a C20 = efêmera; C25 a C30 = normal; C35 a C45 = resistente; C50 = durável.

* Se for utilizado microsilica (adições de 8% de sílica ativa) ou cimentos Portland com C₃A = 12%, as espessuras mínimas características podem ser reduzidas em 20%.

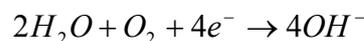
3.1.3 Produtos de corrosão do aço

As reações químicas das regiões anódicas e catódicas das armaduras no concreto são apresentadas nas reações a seguir (GENTIL, 2003; SHREIR, 1979; HELENE, 1986):

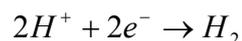
- Região anódica:



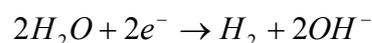
- Região catódica em meio de solução alcalina e neutra, com a presença de oxigênio:



- Região catódica em meio de solução ácida e sem oxigênio:



- Região catódica em meio de solução alcalina e sem oxigênio:



A Figura 3.7 mostra uma representação da pilha eletroquímica formada na armadura pela penetração de agentes agressivos, representando esquematicamente o mecanismo de corrosão eletroquímica.

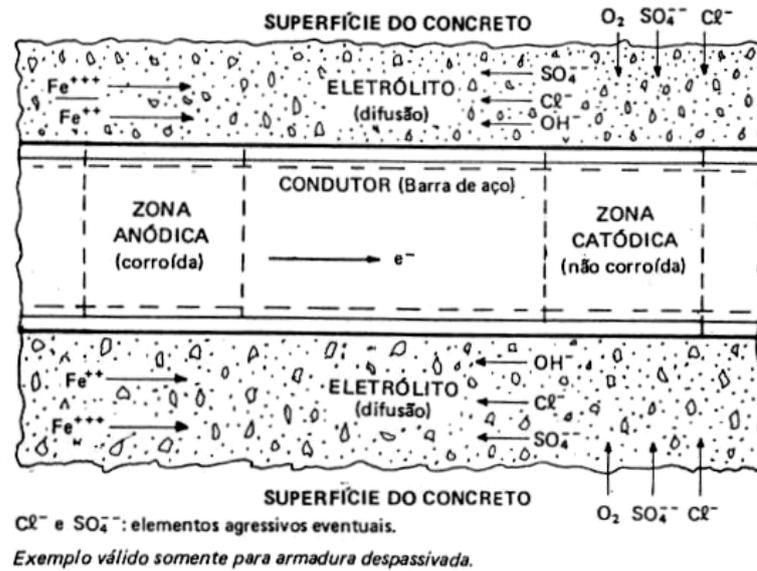


Figura 3.7 – Representação esquemática da corrosão eletroquímica no concreto armado na presença de agentes agressivos como o enxofre e os íons cloreto (PORRERO, 1975 *apud* HELENE, 1986).

A diferença de potencial elétrico pode se formar através da existência de armaduras distintas no interior do concreto, com a formação da pilhas galvânicas, como pode ser visto na Figura 3.8 onde é apresentado o circuito elétrico formado pelas armaduras (LABRE e GOMES, 1989).

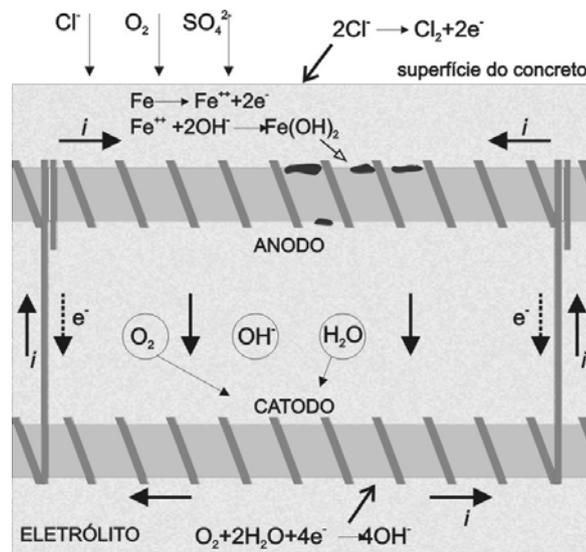
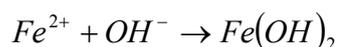


Figura 3.8 - Representação esquemática da pilha de corrosão no concreto armado com armaduras distintas (LABRE e GOMES, 1989).

Segundo SHREIR (1979) uma forma comum de reação catódica é quando os íons hidroxilas (OH⁻) reagem com os íons de ferro (Fe²⁺) para formar o hidróxido de ferro II:



Este componente é oxidado e se transforma em hidróxido de ferro III com coloração castanho-alaranjada, que é uma das formas mais simples de produtos de corrosão, sendo o produto final um produto de corrosão marrom avermelhada, $Fe_2O_3 \cdot H_2O$. A partir desta surgem outras formas comuns, como a goetita (α -FeOOH) e a lepidocrocita (γ -FeOOH), e quando o fornecimento de oxigênio é restrito pode-se formar a magnetita (Fe_3O_4) de coloração preta ou esverdeada (GEMELLI, 2001).

Os produtos de corrosão variam de propriedades e composição dependendo da sua posição na superfície dos materiais (camada interna ou externa). Quando os produtos de corrosão se encontram próximos da superfície do aço, ou seja, na camada mais interna, eles são mais densos sendo compostos por magnetita e de fase amorfa, o FeOOH. A parte externa dos produtos de corrosão é mais escamosa contendo mais poros e é formada principalmente por goetita e lepidocrocita (GEMELLI, 2001; SHREIR, 1979; CASCUDO, 1997).

A Tabela 3.1 apresenta resumidamente a composição química da camada interna e da camada externa dos produtos de corrosão formados nas armaduras.

Tabela 3.1 – Resumo das composições químicas e características das camadas dos produtos de corrosão formados nas armaduras (GEMELLI, 2001).

| Posição | Principais componentes | Características |
|---|--|--|
| Parte Interna (camada adjacente ao aço) | *magnetita (Fe_3O_4) *FeOOH (amorfo) | - magnetita: camada densa, apassivadora da corrosão (sem agentes agressores externos), magnética, conduz eletricidade. - a fase amorfa não conduz eletricidade. |
| Parte Externa (camada mais porosa) | *goetita (α -FeOOH) *lepidocrocita (γ -FeOOH) | - goetita apresenta maior estabilidade termodinâmica, mas forma-se lentamente. - em ensaios de corrosão acelerado produz-se somente lepidocrocita. |

A camada mais interna, a magnetita, tem propriedades magnéticas e elétricas e a sua estrutura atômica é cúbica, contém números iguais de Fe^{2+} e Fe^{3+} . A magnetita forma-se por diversas reações, podendo ser por oxidação do hidróxido de ferro II, pela redução eletroquímica da lepidocrocita ou pela reação do ferro com o vapor de água ($3Fe + 4H_2O \rightarrow Fe_3O_4 + 4H_2$) com temperatura por volta de 150°C. Esta camada que se forma na superfície do aço serve como passivadora das reações de corrosão por ser mais compacta. No caso de corrosão por agentes agressivos externos, a magnetita não confere a

mesma função, ao contrário, ela pode até acelerar o processo corrosivo não formando uma camada compacta (GEMELLI, 2001).

Portanto, os produtos de corrosão podem por um lado agravar a corrosão com a formação da camada porosa, expondo o aço, como pode proteger o aço na presença de uma camada densa, diminuindo a superfície reativa e a velocidade de transporte do oxigênio (GENTIL, 2003).

A relação entre as concentrações de cloreto e íon hidroxila, a 25°C de temperatura, com a formação dos produtos de corrosão no aço é apresentada na Tabela 3.2.

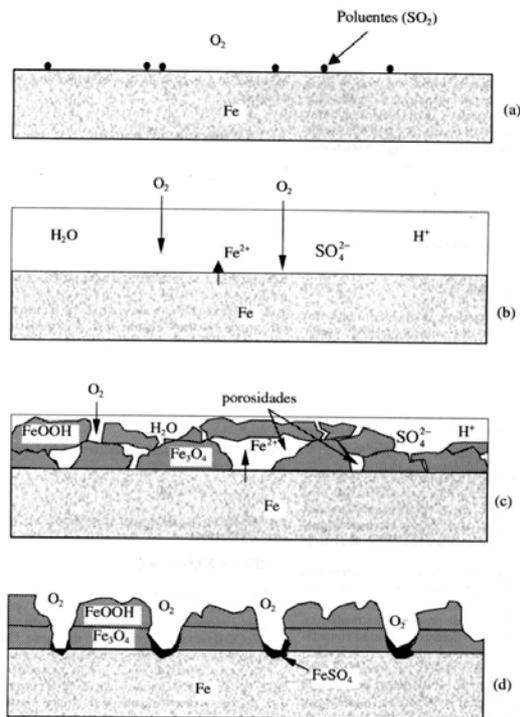
Tabela 3.2 – Relação entre as concentrações de cloreto e íon hidroxila, a 25°C de temperatura, e os produtos de corrosão do aço (GÉNIN, 1986, *apud* MONTEIRO, 2002).

| Relação | Produtos da corrosão |
|---|--|
| Cl ⁻ /OH ⁻ <1 (Acima de 0,6 tem-se a despassivação da armadura) | goetita e magnetita |
| Cl ⁻ /OH ⁻ >1 | lepidocrocita, goetita, magnetita e akaganeita |

Segundo GEMELLI (2001), a corrosão por dióxido de enxofre é a mais importante nos metais. O dióxido se encontra na atmosfera urbana em teores de 10 a 100 µg/m³ proveniente da combustão do petróleo e do carvão, disperso pelo ar. Esta substância quando em presença de oxigênio e umidade reage com a água e forma o ácido sulfúrico, produzindo um eletrólito em contato com o aço.

A Figura 3.9 apresenta como ocorre a corrosão do aço na presença de uma atmosfera que contém partículas de dióxido de enxofre.

Segundo RAMANATHAN (1988) a utilização da microscopia eletrônica de varredura (MEV) tem sido muito usada para estudar a morfologia dos produtos de corrosão, tais como óxidos fraturados, poros ou outras descontinuidades em óxidos.



a) agentes agressivos adsorvidos na superfície do metal; b) formação de eletrólito na superfície metálica; c) aço recoberto de uma camada de produtos de corrosão porosa em estado úmido; d) aço recoberto de uma camada de produtos de corrosão porosa em estado seco.

Figura 3.9 – Representação do processo de corrosão atmosférica no aço por dióxido de enxofre (GEMELLI, 2001).

3.2 Armaduras com tratamento anti-corrosivo: processo de galvanização a fogo

O zinco é um metal mais eletronegativo que o aço em relação à série galvânica relativo à água do mar, enquanto o aço possui um valor de $-0,60$ a $-0,72V$ o zinco possui um valor de $-0,98$ a $-1,03V$ em relação ao eletrodo de calomelano saturado. O zinco é eletroquimicamente mais anódico que o ferro, o que faz oxidar-se primeiro protegendo o ferro contra a corrosão através de uma proteção catódica (DEXTER, 2004).

A galvanização pode ser obtida por três métodos distintos usuais, metalização, eletrodeposição e imersão. A escolha do processo deve levar em consideração a dimensão da peça, da espessura de revestimento e o custo.

O processo de galvanização a fogo consiste nas seguintes etapas descritas a seguir (CORRÊA e SILVA, 1979; Revista Construção Metálica, 2001):

- No processo de pré-tratamento ocorre a remoção de algumas impurezas presentes na superfície do metal a ser galvanizado, de acordo com as seguintes etapas: utilização de

solvente orgânico, NaOH (10%), para o processo de desengraxe alcalino em solução aquosa, a quente ou a frio, e a decapagem com ácido clorídrico a temperatura ambiente ou ácido sulfúrico a quente, para remoção de óxidos de ferro.

- Após o processo de limpeza ocorre o pré-fluxo, que consiste em mergulhar a peça numa solução de $ZnCl_2 \cdot 3NH_4Cl$, com uma concentração de 20 a 30°Bé (grau Baumé), na temperatura de 60 a 80°C. Além de dissolver resíduos salinos proveniente do pré-tratamento, este banho forma uma camada de recristalização do sal, a qual impede a reoxidação no banho de zinco fundido. Logo após as peças passam por um processo de secagem, antes de serem colocados na cuba para a zincagem, em uma temperatura de 110° a 140°C.

- Depois de realizada esta primeira etapa, inicia-se a fase de zincagem, que consiste na imersão da peça em uma cuba com zinco fundido à temperatura entre 445 e 460°C, onde o ferro vai reagir como zinco iniciando-se a formação de quatro camadas que vão formar o revestimento. As camadas se distribuem na seguinte seqüência (de fora para dentro): camada Eta de zinco quase puro, camada Zeta de liga ferro-zinco com 5,8% a 6,2% de Ferro, camada Delta de liga ferro-zinco com 7% a 12% de Ferro, camada Gama de liga ferro-zinco com 21% a 28% de Ferro e o por último é a própria superfície do aço (metal base).

- No processo de zincagem existem alguns fatores que vão influenciar na formação do revestimento, tais como o estado da superfície, a velocidade de imersão e remoção, a temperatura do banho, o tempo de imersão, assim como o material base que compõe a peça.

- O resfriamento é um processo utilizado para que o revestimento de zinco adquira logo em sua superfície uma capa protetora, através da passivação em soluções cromatizantes a base de ácido crômico e bicromato. Esta passivação dá ao produto zincado um aspecto amarelado. A fase do acabamento pode ser feita através de metalização (deposição de zinco por aspensão térmica) ou tinta com alto teor de zinco (maior que 90%).

A relação entre a espessura de camada de zinco no aço e a sua respectiva vida útil é apresentada no gráfico da Figura 3.10.

Quanto maior a densidade de zinco maior será a sua vida útil prolongando assim a proteção para o aço em ambiente agressivo, como pode ser visto na Figura 3.10.

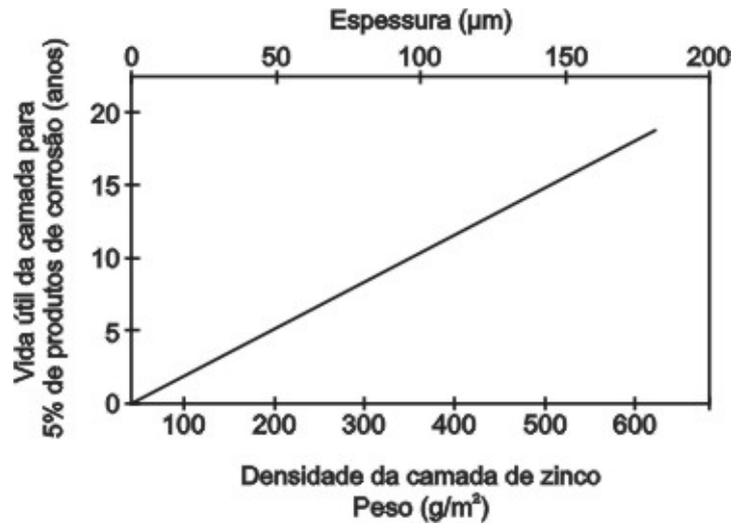


Figura 3.10 – Representação da expectativa de vida da camada de zinco exposto em ambiente industrial (BENTUR, DIAMOND e BERKE, 1997).

4 MEDIDAS ELETROQUÍMICAS

4.1 Polarização

Todo metal imerso em uma solução contendo seus próprios íons, na ausência de reações paralelas, possui um potencial em equilíbrio E_{eq} dado pela equação de Nernst (FONTANA, 1986):

$$E_{eq} = E^0 - \frac{RT}{nF} \ln \frac{a_{Red.}}{a_{Oxid.}} \quad (4.1)$$

onde E_{eq} é o potencial de equilíbrio termodinâmico; E^0 é o potencial de eletrodo padrão; R é a constante universal dos gases; T é a temperatura absoluta; n é o número de elétrons; F é a constante de Faraday; $a_{Red.}$ é a atividade de íons reduzidos; $a_{Oxi.}$ é a atividade de íons oxidados.

Se ocorre a aplicação de corrente elétrica no eletrodo ele variará de valor ocorrendo o chamado sobre-potencial através da diferença do potencial no metal quando está em equilíbrio termodinâmico em solução que contém seus próprios íons (E_{eq}) com um novo potencial (E') gerado pela circulação da corrente elétrica, o valor deste potencial dependerá da corrente aplicada (GALVELE, 1979). Através da equação 4.2 é possível observar esta definição.

$$\eta = E' - E_{eq} \quad (4.2)$$

Onde η é o sobre-potencial; E' é o potencial do eletrodo fora do equilíbrio termodinâmico e E_{eq} é o potencial de equilíbrio termodinâmico.

Pode ocorrer que o potencial inicial não seja igual ao potencial de equilíbrio termodinâmico, devido a reações e fenômenos que interferem no processo. Este é o caso mais comum da corrosão, sendo este valor chamando de potencial de corrosão ou potencial misto (E_{corr}) e esta variação é chamada de polarização (η') dada pela equação 4.3 (GALVELE, 1979).

$$\eta' = E' - E_{corr} \quad (4.3)$$

Segundo RAMANATHAN (1988) A relação entre a polarização de um metal e a densidade de corrente elétrica correspondente foi estabelecida pela equação de Tafel:

$$\eta' = \Delta E = a + b \log I \quad (4.4)$$

onde η' ou ΔE são a polarização, que pode ser anódica ou catódica; a e b são constantes e I é a densidade de corrente elétrica.

4.2 Registro da diferença de potencial de corrosão

O ensaio para a determinação do potencial de corrosão tem como base a norma americana ASTM C 876:1991 para normas e padrões dos corpos-de-prova para ensaios eletroquímicos. O ensaio consiste na medição da diferença de potencial elétrico entre a armadura do corpo-de-prova de concreto armado e um eletrodo de referência, no caso um eletrodo de calomelano saturado colocado em contato com a superfície do concreto.

O potencial pode ser estimado por uma simples medida de diferença de voltagem entre um eletrodo de referência e a armadura. Para espécimes pequenos de laboratório deve-se utilizar no eletrodo de referência uma esponja molhada em contato com a superfície do concreto para medir o potencial. Como a armadura está inserida no concreto, então o revestimento de concreto deve ser inteiramente úmido para se ter uma medição fixa da armadura. Para fazer a medição, a armadura é conectada na saída positiva do voltímetro e o eletrodo de referência no terra do aparelho (BENTUR *et al.*, 1997).

A norma ASTM C 876:1991 fornece a probabilidade de corrosão através do potencial de corrosão das armaduras em relação ao eletrodo de cobre-sulfato de cobre. Transformando-se os valores da norma para valores com o uso do eletrodo de calomelano saturado se obtém as relações para o potencial de corrosão como mostrado na Tabela 4.1. O potencial do eletrodo de calomelano saturado com relação ao eletrodo-padrão de hidrogênio é de $-0,2415$ volts (RAMANATHAN, 1988).

Segundo CASCUDO (1997) a armadura sofre processos corrosivos que levam à formação de micro e macropilhas ao longo da superfície do aço. Nas macropilhas, o potencial de eletrodo pode ser determinado ou no ânodo ou no cátodo separadamente, cada um pode ser medido através da diferença de potencial (ddp) de cada região e o eletrólito. Nas micropilhas,

o potencial de eletrodo na verdade é um potencial misto, no qual cada região afeta a outra.

Tabela 4.1 – Probabilidade de corrosão das armaduras através do potencial de corrosão, utilizando o eletrodo de calomelano saturado (ASTM C 876:1991).

| E_{corr} (mV / ECS) | Probabilidade de corrosão |
|---|---------------------------|
| $E_{\text{corr}} < -276\text{mV}$ | >90% |
| $E_{\text{corr}} > -126 \text{ mV}$ | <10% |
| $-126 \text{ mV} < E_{\text{corr}} < -276 \text{ mV}$ | Incerta |

Com base no gráfico de POURBAIX (1987), mostrado na Figura 4.1, são apresentadas as diferenças de potenciais em relação ao pH. Observa-se que na zona 1 onde o pH do concreto é mais baixa ocorre a corrosão, onde nesta zona o concreto não oferece a devida proteção para as armaduras. Na zona 2 o concreto oferece proteção passivadora para a armadura, elevando o potencial. Quando o concreto está submetido à ação da água do mar, o potencial fica mais negativo localizado na zona 3, produzindo assim a corrosão das armaduras.

O valor do potencial de corrosão depende da atividade do ânodo e do cátodo. A eletroquímica destes processos pode ser descrita em termos da curva de potencial pelo logaritmo da densidade de corrente elétrica. A corrente é a taxa de reação anódica ou catódica em um ambiente alcalino. Estas curvas são referentes a curvas de polarização (BENTUR *et al.*, 1997)

A Figura 4.2 apresenta as curvas de polarização anódica, catódica e o conjunto das duas, respectivamente. O primeiro gráfico demonstra a curva de polarização anódica, em que a taxa de corrosão aumenta rapidamente com o aumento do potencial positivo (pontos 1 ao 2), os pontos 2 ao 3 referem-se ao potencial de passivação primária (E_{pp}), os pontos 3 ao 4 representam a região passiva, no ponto 4 ocorre o potencial transpassivo (E_{tp}), no ponto 5 ocorre uma corrosão severa.

O segundo gráfico mostra que a taxa da reação catódica decai por causa da OH^- com o aumento do potencial (pontos 1 ao 2).

O potencial de corrosão (E_{corr}) é o potencial onde as taxas de reações anódicas e catódicas são balanceadas e os valores absolutos das correntes anódicas e catódicas são iguais. O terceiro gráfico mostra que a corrente no potencial de corrosão (E_{corr}) é definida como a corrente de corrosão (I_{corr}).

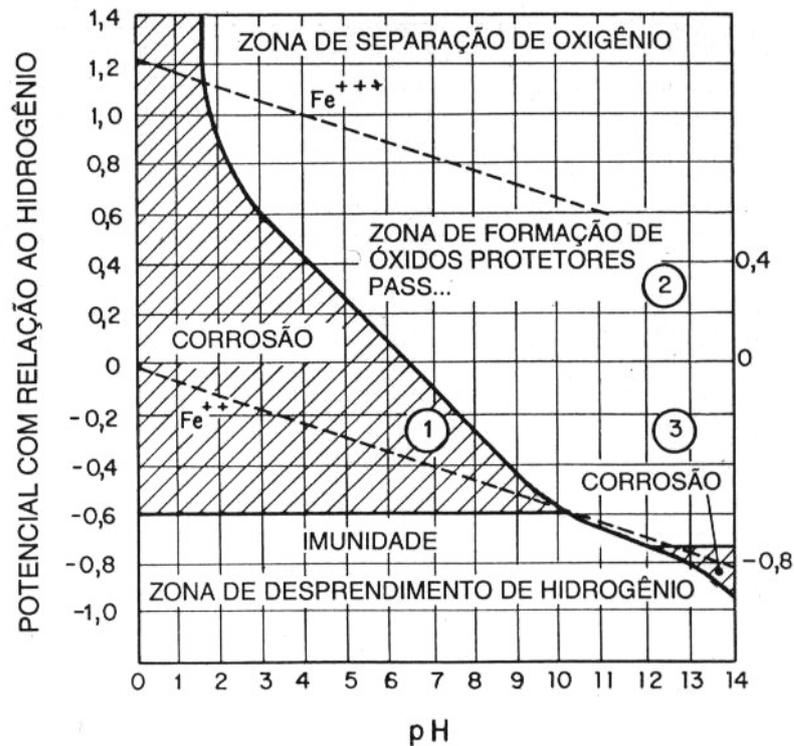


Figura 4.1 - Diagrama de Pourbaix para o ferro: equilíbrio de potencial E(V) – pH para Fe-H₂O a 25°C e 1 atm (CÁNOVAS, 1988).

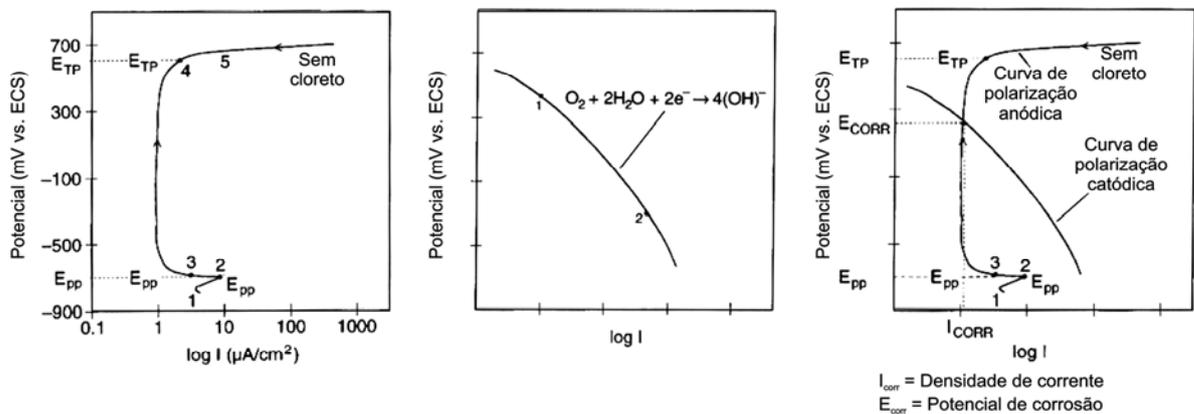


Figura 4.2 – Gráficos das curvas de polarização anódica, catódica e a sobreposição das duas curvas, respectivamente (BENTUR, DIAMOND e BERKE, 1997).

MONTEIRO (2002) realizou um estudo sobre técnicas de extração eletroquímica de íons cloreto, as medidas eletroquímicas foram obtidas através do emprego das técnicas de potencial de corrosão e impedância eletroquímica, através de um potenciostato. As técnicas foram utilizadas com o objetivo de monitorar o comportamento eletroquímico da armadura durante a extração quando foi verificada a influência do método na porosidade do concreto. A

técnica de impedância foi escolhida pela dificuldade encontrada de se realizar ensaios utilizando a compensação da queda-ôhmica nos ensaios de polarização linear.

Segundo BROWNE *et al* (1983) pode ocorrer diferença na leitura do potencial de corrosão medido e o real, isto por causa de alguns fatores presentes no concreto como a alta resistividade, elevada compacidade, grande espessura de revestimento, carbonatação presente, cloreto presente e o alto teor de umidade.

4.3 Densidade de corrente

LIU (1996) fez um comparativo das densidades de corrente por nível de corrosão, como mostra na Tabela 4.2. A densidade de corrente pode ser denominada como taxa de corrosão e é um dos principais parâmetros para se avaliar o estado de corrosão instantâneo do metal.

Tabela 4.2 – Relação da corrente de corrosão por nível de corrosão (LIU, 1996).

| I_{corr} ($\mu A/cm^2$) | Nível de corrosão |
|-----------------------------|--|
| <0.1 para 0.2 | Estado passivo |
| 0.2 para 0.5 | Baixo para moderado estado de corrosão |
| 0.5 para 1.0 | Moderado para alto estado de corrosão |
| >1.0 | Alta taxa de corrosão |

A densidade de corrente pode ser determinada através da equação proposta por STERN e GEARY (1957):

$$I_{corr} = \frac{B}{AR_p} \quad (4.5)$$

onde B é uma constante dependente das constantes anódicas e catódicas de Tafel e A é a área de exposição do metal.

O valor de B pode ser calculado a partir da equação:

$$B = \frac{b_a + b_c}{2,303(b_a + b_c)} \quad (4.6)$$

onde b_a e b_c são as constantes anódica e catódica de Tafel, respectivamente obtidas a partir da curva de polarização.

4.4 Resistência de polarização

A resistência de polarização (R_p) é um parâmetro importante, pois se pode avaliar a barreira que um sistema tem para desenvolver um processo de transferência de carga.

A resistência de polarização é a relação da aplicação de um potencial no metal com a resposta da corrente resultante, que é representada pela equação 4.7 de STERN e GEARY (1957).

$$R_p = \Delta E / \Delta i \quad (4.7)$$

Onde R_p é a resistência de polarização, em ohm.cm^2 ; i é a corrente, em A e E é o potencial, em V.

Se a resistividade do concreto for elevada pode levar a resultados errôneos, a resistência de polarização corrigida ocorre quando (BENTUR *et al.*, 1997):

$$R_p = R_{p\text{medido}} - \rho_{\text{concreto}} \quad (4.8)$$

onde $R_{p\text{medido}}$ é a resistência de polarização medida e ρ_{concreto} é a resistividade do concreto.

CABRAL (2000) pesquisou a eficiência de sistemas de reparo no concreto armado devido à incidência de cloreto, utilizando a técnica eletroquímica de resistência de polarização para obter a densidade de corrente (I_{corr}), fazendo uso de uma polarização anódica de 10mV em relação ao potencial de corrosão, com uma velocidade de varredura de 10mV/minuto. A resistência ôhmica foi determinada através da compensação da queda ôhmica no momento da medida da resistência de polarização (R_p). O desempenho da técnica foi satisfatório, ratificando o método como uma das melhores ferramentas para avaliação do processo de corrosão.

4.5 Resistividade do concreto

A resistividade elétrica do concreto é um aspecto importante na condutividade iônica do eletrólito através dos poros do concreto, afetando em demasia o aspecto de corrosão das armaduras.

O concreto tem relativamente uma resistividade alta ($>3\text{k}\Omega\cdot\text{cm}$) e às vezes alcança centenas de $\text{k}\Omega\cdot\text{cm}$ (BENTUR *et al.*, 1997).

A norma americana ASTM G 57:1995a mostra a forma de determinar a resistividade elétrica de solos usando quatro eletrodos pelo método de Wenner. Este sistema pode ser adaptado para o uso estruturas de concreto. A norma brasileira NBR 9204:1985 descreve o método da medição da resistividade elétrica volumétrica de corpos-de-prova ou testemunhos extraídos de concreto, baseando-se no método de Wenner que mede o potencial e a corrente. A resistividade é medida através da aplicação de uma corrente elétrica entre dois eletrodos e a diferença de potencial gerada propicia a medição da resistividade do concreto, através da equação 4.9 (CASCUDO, 1997).

$$\rho = 2\pi x \frac{E}{i} \quad (4.9)$$

Onde ρ é a resistividade elétrica do concreto, em $\text{ohm}\cdot\text{cm}$; x é o espaçamento entre eletrodos, em cm ; E é o potencial, em Volts e i é a corrente, em Ampère.

A resistividade elétrica do concreto é um parâmetro que pode ser usado para estimar o risco de corrosão das armaduras, particularmente quando a corrosão é induzida por íons cloreto. MORRIS, VICO e VÁZQUEZ (2004) estudaram a correlação de parâmetros eletroquímicos, tal como potencial de corrosão (E_{corr}) e densidade de corrente (I_{corr}) junto com a resistividade do concreto (ρ) e dados da concentração de cloreto. O risco para a corrosão induzidas por cloreto e os valores da concentração de cloreto que iniciam o processo de corrosão podem ser estimados usando a técnica de resistividade do concreto. Quando avaliado em um contexto e comparando com os valores de E_{corr} e I_{corr} , pode-se estabelecer com maior exatidão a predição de vida útil da estrutura de concreto exposto a ambientes contaminados por cloreto. A Figura 4.3 mostra a relação entre a concentração de cloreto e a resistividade do concreto. Existem duas zonas, a de corrosão ativa onde $E_{\text{corr}} < -0,276\text{V}$ vs. ECS (eletrodo de

calomelano saturado) e/ou $I_{\text{corr}} > 0,2 \mu\text{A cm}^{-2}$, e o estado de corrosão passiva para o aço, onde os valores de $E_{\text{corr}} > -0,126\text{V vs. ECS}$ e/ou $I_{\text{corr}} < 0,1 \mu\text{A cm}^{-2}$ ($\sim 1\mu\text{m ano}^{-1}$) (ASTM C 876:1991; MORRIS, VICO e VÁZQUEZ, 2004).

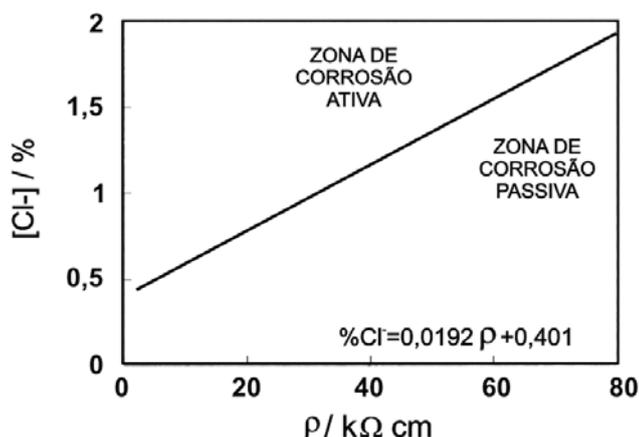


Figura 4.3 – Relação entre a concentração de cloreto e a resistividade do concreto (MORRIS, VICO e VÁZQUEZ, 2004).

O gráfico da Figura 4.4 pode ser expresso pela equação 4.10.

$$\%Cl^- = 0,019\rho + 0,401 \quad (4.10)$$

4.6 A influência da temperatura na corrosão

O aumento da temperatura influencia diretamente todo o processo de corrosão, sendo um facilitador da iniciação e da propagação da sistemática de corrosão no concreto armado, pois modifica a condutividade, a resistividade, a quantidade de oxigênio presente nos poros, o pH da solução nos poros, a relação Cl^-/OH^- , o potencial de corrosão (E_{corr}) e a densidade de corrente (I_{corr}) (ANDRADE *et al.*, 1999).

Segundo CASCUDO (1997) a temperatura apresenta um papel duplo em relação à corrosão. De um lado ela promove uma maior mobilidade iônica e velocidade de corrosão, por outro lado sua diminuição pode promover condensações, nas quais pode produzir incrementos locais no teor de umidade.

O aumento da taxa de corrosão como o aumento da temperatura é freqüentemente mostrado pela equação de Arrhenius, que pode ser expressa como (BRASUNAS, 1967):

$$\text{Taxa de corrosão} = Ae^{-\frac{E_a}{RT}} \quad (4.11)$$

onde todos os símbolos exceto T são constantes; T é a temperatura absoluta; E_a é a energia de ativação; R é a constante de gases; e é a base do logaritmo natural.

5 ADERÊNCIA ENTRE O CONCRETO E A ARMADURA

A aderência entre a armadura e o concreto tem um papel importante na formação do concreto armado, não só pela distribuição de esforços físicos, quando ocorre uma solicitação de tensão como também em aspectos de segurança e durabilidade. Prever o acontecimento de um acidente é fundamental na construção civil, pois podem acarretar perdas irreversíveis. Uma peça de concreto armado submetida à flexão deve informar através de deformações uma ruptura, mas se a peça não foi corretamente projetada e sofrer corrosão pode ocorrer uma ruptura prematura de aderência, que é súbita.

O conceito de aderência está intimamente ligado aos mecanismos de funcionamento de materiais compósitos. Portanto, a aderência depende fundamentalmente das seguintes interações e similaridades entre o concreto e as armaduras, tais como:

- 1) o coeficiente de expansão térmica dos materiais são praticamente iguais;
- 2) há uma forte tensão de aderência entre a armadura e o concreto curado. A presença das nervuras da armadura melhoram a aderência com concreto;
- 3) a corrosão do aço é dificultada pela presença de componentes químicos alcalinos no cimento do concreto.

A norma brasileira NBR 7480:1996 descreve algumas condições de homogeneidade geométrica das armaduras nervuradas para concreto armado, citando que a configuração das nervuras deve ser tal que não permita movimentação da armadura dentro do concreto. A norma ressalta também que a aderência para armaduras CA-50 e CA-25 com diâmetros maiores ou iguais a 10 mm deverá ser de $\eta=1,5$ e $\eta=1,0$ (η - Coeficiente de conformação superficial), respectivamente.

Sobre as configurações geométricas das nervuras a norma estabelece que:

- Os eixos das nervuras transversais ou oblíquas devem formar, com a direção do eixo da armadura, um ângulo igual ou superior a 45°;
- As armaduras devem ter pelo menos duas nervuras longitudinais contínuas e diametralmente opostas, exceto no caso em que as nervuras transversais estejam dispostas de forma a se oporem ao giro da armadura dentro do concreto;
- Para diâmetros nominais maiores ou iguais a 10mm, a altura média das nervuras transversais ou oblíquas deve ser igual ou superior a 0,04 do diâmetro nominal, e para diâmetros nominais inferiores a 10mm, deve ser igual ou superior a 0,02 do diâmetro nominal;

- O espaçamento médio das nervuras transversais ou oblíquas, medido ao longo de uma mesma geratriz, deve estar entre 0,5 e 0,8 do diâmetro nominal;
- As nervuras devem abranger pelo menos 85% do perímetro nominal da seção transversal da armadura.

Segundo a norma NBR 6118:2003, a resistência de aderência de cálculo pode ser obtida pela equação 5.1.

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd} \quad (5.1)$$

Onde,

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (5.2)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad (5.3)$$

onde f_{bd} é a resistência de aderência de cálculo da armadura passiva; $f_{ct,m}$ é a resistência média à tração do concreto, em MPa; γ_c é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

Para o caso de uma armadura CA-50, nervurada e passiva os valores de η_1 , η_2 e η_3 valem:

- $\eta_1=2,25$ para armaduras nervuradas;
- $\eta_2=1,0$ para situações de boa aderência;
- $\eta_2=0,7$ para situações de má aderência;
- $\eta_3=1,0$ para $\phi < 32\text{mm}$;
- $\eta_3=(132-\phi)/100$, para $\phi > 32\text{mm}$.

As terminologias relacionadas ao estudo da aderência das armaduras no concreto são as seguintes (SOUZA, 1983):

- aderência perfeita: é a solidariedade entre o concreto e o aço;
- deslizamento de aderência: é o deslizamento relativo (Δu) que ocorre na interface do concreto com o aço e que é responsável pela perda de adesão local;
- tensão de aderência: é a tensão de cisalhamento (τ) que atua paralelamente ao eixo da armadura na interface do concreto com o aço;
- relação tensão/deslizamento: é a função representativa das propriedades da aderência;

- módulo de deslizamento: é a inclinação da curva tensão/deslizamento (G) e exprime a resistência ao deslizamento, como mostra a equação 5.4;

$$G = \frac{d\tau}{d\Delta u} [F.L^{-3}] \quad (5.4)$$

- ruína ou ruptura de aderência: é a destruição da aderência em trechos da interface nos quais a tensão de aderência tenha atingido seu valor máximo;

- comprimento de aderência (l_a): é o comprimento necessário para transferir totalmente uma tensão da armadura para o concreto.

A equação 5.5 (HELENE e ISA, 1998), permite calcular a tensão de aderência (τ) em ensaios de arrancamento.

$$\tau = 0,0637 \frac{P}{d^2} \frac{300}{f_{c,x}} \quad (5.5)$$

Onde τ é a tensão de aderência, em kgf/cm^2 ; P é a força aplicada, em kgf ; d é o diâmetro de armadura, em cm ; $f_{c,x}$ é a resistência à compressão aos x dias, em kgf/cm^2 .

A aderência pode ser dividida em dois enfoques distintos, o físico e o químico. Na visão física, a tensão de aderência envolve fatores de interações mecânicas, ocorrendo atrito no cisalhamento exercendo uma pressão radial, e o efeito de cunha das nervuras.

No ponto de vista químico, a resistência de aderência provém da força de atração dos átomos dos materiais envolvidos. Quando ocorre o efeito cisalhante (na interface de aderência) de movimentação da armadura em relação ao concreto estas ligações atômicas se quebram não se formando outras, daí se tem a perda da adesão química.

Como o concreto não é um material homogêneo, podem existir partes em que se têm falhas de aderência. Estas falhas são responsáveis pelo desenvolvimento de tensões onde se inicia a ruína, que geralmente acontece nas extremidades da peça ou nas fissuras (SOUZA, 1983).

A Figura 5.1 mostra a seção longitudinal e a seção transversal da deformação do concreto no processo de esforço axial da armadura. Após as fissuras primárias se formam as fissuras internas na região adjacente à armadura.

A Figura 5.2 demonstra as tensões de aderência presentes em uma armadura nervurada sob ação de uma força de cisalhamento, onde σ_r é a tensão radial, σ_c é a tensão circunferencial da armadura e τ é a tensão tangencial.

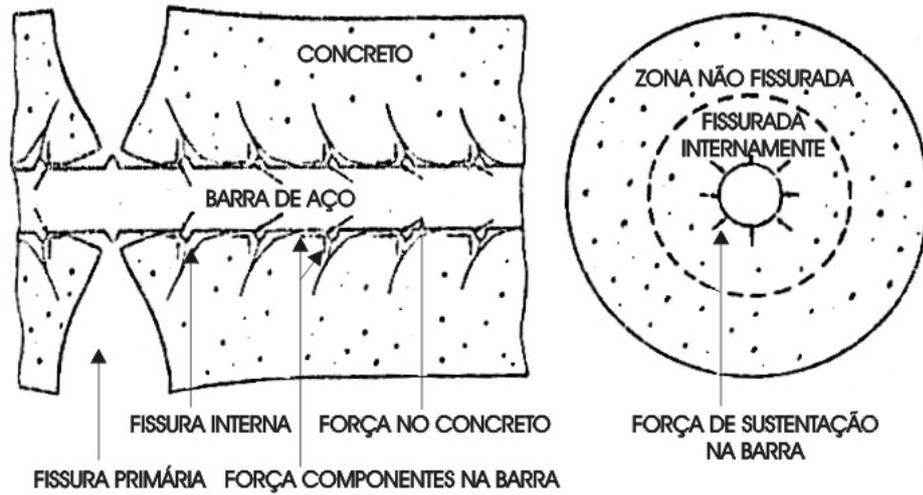


Figura 5.1 - Esforço de arrancamento, deformação do concreto entorno da armadura nervurada (depois da formação de fissuras internas) (GOTO, 1971).

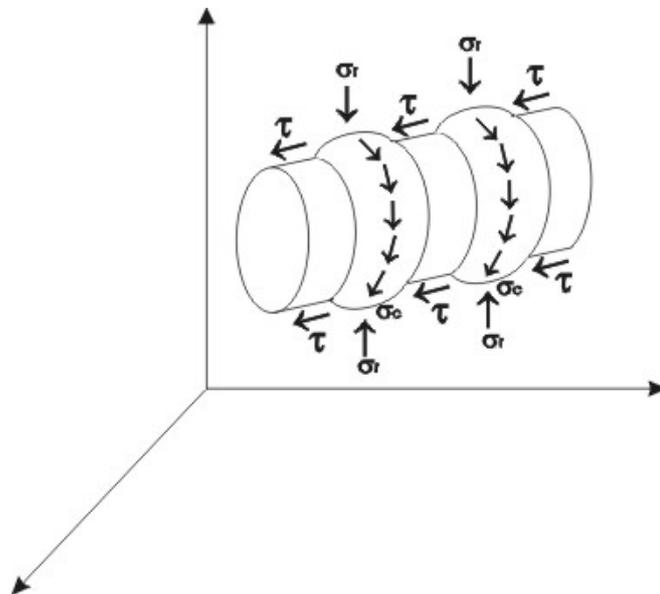


Figura 5.2 – Representação esquemática do estado de forças triaxiais na armadura nervurada (SOUZA, 1983).

5.1 Aderência entre o concreto e a armadura corroída

A norma brasileira NBR 7480:1996 comenta que as armaduras e fios destinados para concreto armado devem ser isentas de defeitos prejudiciais, mas uma oxidação superficial pode ser admitida, quando esta for uniforme. O grau de oxidação permitido é caracterizado quando, após sua remoção com um tecido grosseiro ou escova qualquer, não fiquem evidências de pontos localizados de corrosão.

Uma armadura com carepa de laminação (camada de óxido superficial) submetida à força de arrancamento apresenta melhores resultados de aderência com o concreto do que em ensaios com corpos-de-prova em corrosão acelerada em presença de cloreto. A carepa, apesar de ser uma camada de óxido dura e presa ao metal, apresenta porosidade que auxilia na reação dos produtos de hidratação do cimento com os elementos do aço, formando assim compostos que propiciam a aderência química (ISA e HELENE, 1998; SOUZA, 1983).

Na corrosão da armadura há fortes interações entre o comportamento mecânico e o ambiente, tendo por resultado reduções na seção transversal da armadura, mudanças de volume das armaduras, fissuras no concreto de cobrimento e modificações da relação armadura-concreto (CORONELLI e GAMBAROVA, 2000; GHANDEHARI *et al.*, 2000; PETRE-LAZAR e GÉRARD, 2000)

Segundo BENTUR *et al.* (1997) dados sobre a redução do diâmetro da armadura devido à corrosão em estruturas reais são bastante escassos. Entretanto, sua ordem de grandeza pode ser estimada com base em relatórios indicativos que o máximo nível de corrosão da armadura no concreto é da ordem de 50 $\mu\text{m}/\text{ano}$. Com relação ao volume dos produtos de corrosão produzido na reação de corrosão ele é pelo menos duas vezes o volume do aço que é dissolvido; assim, a formação dos produtos de corrosão envolve um substancial aumento de volume. Em consequência da expansão produzida, as fissuras longitudinais são formadas freqüentemente no concreto, causando posterior lasca e delaminação. Os tipos de danos produzidos dependem da posição da armadura que está corroendo. As áreas abertas pelas fissuras se tornam um fácil acesso de CO_2 ou íons Cl^- , levando a despassivação e ao início de novas áreas de corrosão. A resistência do cobrimento, a espessura de cobrimento, o diâmetro e localização das armaduras são muito importantes, como é mostrado na Figura 5.3.

Na corrosão atmosférica em regiões ricas em dióxido de carbono o produto de corrosão da armadura tem a tensão de aderência semelhante da carepa de laminação, só ocorrendo certa diferença na tensão próxima a ruptura de aderência que acontece maior deslizamento para a armadura corroída por dióxido de carbono, pois o carbono diminui o

coeficiente de atrito. No caso da corrosão por cloreto ocorre grande perda de aderência, pois o concreto de cobertura tende a fissurar devido aos produtos de corrosão ser mais volumosos (AL - SULAIMANI *et al.*, 1990 *apud* HELENE; ISA, 1998).

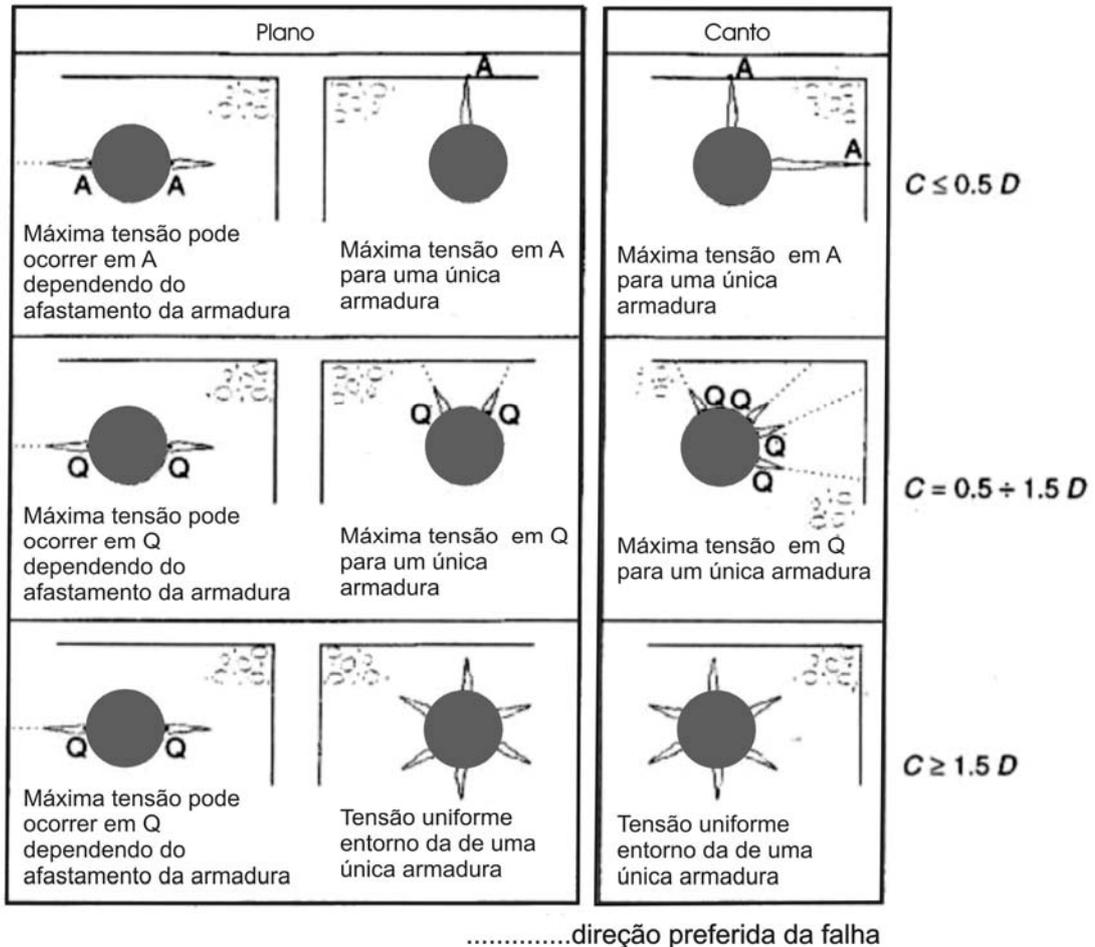


Figura 5.3 – Tipos de danos à interface entre a armadura e o concreto, devido a fissuras no concreto de cobertura pela formação dos produtos de corrosão, como função da posição da armadura corroída e da taxa entre a profundidade de cobertura e o diâmetro da armadura (C/D) (BENTUR *et al.*, 1997).

Em ensaio de corrosão por cloretos acelerada por aplicação de corrente elétrica externa ocorre uma diminuição da aderência, pois os produtos da corrosão são gerados mais rapidamente, o que impedem de emergirem para a rede de poros do concreto, criando assim uma camada mais porosa, tendo um maior volume conseqüentemente exercendo pressão contra o concreto de cobertura até sua fissuração (ANDRADE, 1984; TUUTI, 1982; AL - SULAIMANI *et al.*, 1990 *apud* HELENE; ISA, 1998).

Quanto maiores forem as aberturas das fissuras no concreto de cobertura, menor será o confinamento da armadura, o que acarreta em uma menor aderência da mesma em relação

ao concreto (AL-SULAIMANI *et al.*, 1990; CABRERA, 1992; SANTIAGO *et al.*, 1993 *apud* HELENE; ISA, 1998).

CORONELLI e GAMBAROVA (2000) observaram que as fissuras presentes no concreto de cobrimento devido à expansão dos produtos de corrosão podem afetar em diferentes intensidades as relações de aderência entre o concreto e as armaduras. A degradação da ligação no concreto armado mostra que a perda de confinamento dos espécimes com estribos leves, com pequeno cobrimento de concreto, e pela degradação simultânea da relação do concreto-armadura, pode afetar o comportamento estrutural da peça. Mas, para cobrimentos médios e grandes, com estribos pesados ou uma combinação de estribos, o confinamento em torno da armadura não é danificado pela fissura do concreto, mas ainda a relação ocorre certo grau de deterioração e deve ser considerada.

ISA e HELENE (1998) estudaram a aderência através de ensaio de arrancamento (*pull-out test*) sob carregamento monotônico para diferentes tipos de corrosão, utilizando armaduras com 12,5mm de diâmetro. Os resultados são apresentados na Figura 5.4.

Os tipos de corrosão ensaiados experimentalmente foram:

- Com carepa de laminação;
- Corrosão atmosférica das armaduras por exposição de 90 dias em zona urbana;
- Corrosão por cloretos através de emersão em uma solução aquosa a 3,5% de cloreto de sódio depois de concretado, com teores de 0,17% e 0,42% de cálcio di-hidratado ($\text{CaCl}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) adicionados ao concreto. A corrosão foi acelerada pela aplicação de corrente elétrica externa com densidade de $1,5\text{mA}/\text{cm}^2$.

Como pode ser observado no gráfico da Figura 5.4 a tensão de aderência no ensaio de arrancamento para uma armadura com carepa de laminação apresenta maiores valores do que nas demais armaduras. No caso da armadura que foi submetida a uma atmosfera rica em CO_2 , a mesma apresentou valores de aderência próximos ao da armadura com carepa, mas as armaduras submetidas a ensaios acelerados por cloreto apresentam valores bem inferiores, principalmente quando ocorre um aumento no nível de $\text{CaCl}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ no concreto.

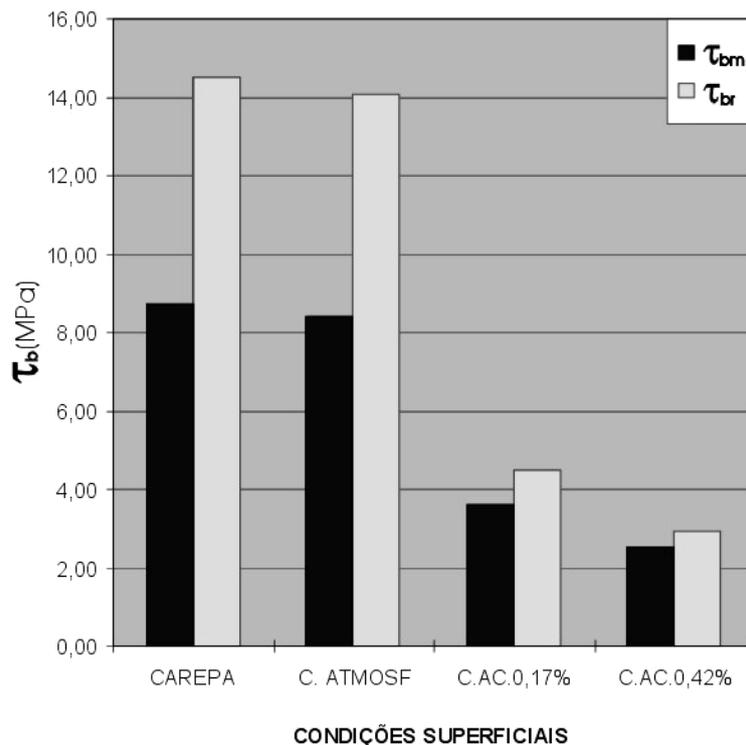


Figura 5.4 – Representação da influência do tipo de corrosão na aderência concreto-armadura (ISA; HELENE, 1998).

5.1.1 Elementos finitos no estudo da aderência da armadura em estado de corrosão

Nos últimos anos tem-se utilizado cada vez as técnicas de simulações numéricas por modelamento em três dimensões para cálculos estruturais, por inúmeras vantagens, como a aquisição de dados matemáticos complexos que se corretamente manipulados podem trazer detalhes que muitas vezes são ocultos em ensaios convencionais.

O modelamento numérico é um sistema articulado de elementos geométricos com propriedades características do material. Estes elementos são formados de nós responsáveis pelos vínculos de ligação e de movimentações da rede geométrica. Os elementos geométricos padrões podem ser de primeira ou segunda ordem dependendo da complexidade e atribuição do modelo, no caso as geometrias de primeira ordem são os elementos simplificados da categoria dos sólidos ou planos com no máximo oito nós de ligação para os sólidos e os de segunda ordem são elementos mais articulados com no máximo 20 nós de ligação para os sólidos.

Numa experiência usando modelamento numérico por elementos finitos com mecanismos de fratura não linear LUNDGREN (2002) estudou os efeitos da corrosão das armaduras com o concreto, através da relação entre tensão de aderência e deslocamento. O estudo conduziu a suposição que os produtos de corrosão se comportam como um material granular, ou seja, a sua rigidez aumenta com o nível de tensão. Esse comportamento mecânico junto com o aumento de volume dos produtos de corrosão foi combinado com um modelo de mecanismo de ligação. O modelo de ligação inclui as tensões das fissuras provocadas no concreto, a ação da ligação e da força da estrutura circunvizinha. Combinando estes fatores, o efeito da corrosão na força de ligação entre a armadura e o concreto pode ser analisado para diversas estruturas, assim como o efeito da variação do concreto de cobrimento, da pressão externa entre outros podem ser investigados. Os resultados mostraram que através de modelamento é possível prever a diminuição da ligação entre as partes quando ocorre a rachadura no concreto, devido à ação combinada da corrosão e do mecanismo de ligação.

MOLINA, ALONSO e ANDRADE (1993) realizaram um estudo que compara o modelo experimental e o modelo analítico do efeito da expansão dos produtos de corrosão com a desagregação do concreto, através da análise das aberturas de fissuras no material, com uma conseqüente perda de confinamento das armaduras. Os pesquisadores obtiveram bons resultados com o modelo analítico validando a técnica de elementos finitos para tal estudo.

DEKOSTER *et al* (2003) verificaram o comportamento de flexão das armaduras em análise experimental e por elementos finitos, com a expansão e tensão causada pelos produtos de corrosão, obtendo um bom comparativo nas duas análises.

6. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

Neste item descreve-se a metodologia usada nos ensaios experimentais. Para tal, utilizaram-se concretos com diferentes tipos de cimentos e relação água/cimento. Os concretos confeccionados foram utilizados para moldar os corpos-de-prova de forma prismática com armaduras galvanizadas e não galvanizadas para os ensaios de corrosão e os corpos-de-prova de forma cilíndrica foram moldados para a realização dos ensaios de resistência a compressão, absorção de água e índice de vazios.

Foi avaliado o desempenho frente à incidência de íons cloreto das armaduras nervuradas galvanizadas e não galvanizadas para cada traço de concreto moldado através de técnicas eletroquímicas.

A análise da formação dos produtos de corrosão nas armaduras foi realizada com a utilização da microscopia eletrônica de varredura e EDS (*Energy Dispersive X-ray Spectroscopy*). O comportamento mecânico dos corpos-de-prova em processo de corrosão foi avaliado através de modelamento numérico por elementos finitos.

6.1 Caracterização dos materiais utilizados

6.1.1 Cimento

Com o objetivo de avaliar a influência da composição química do cimento no processo de corrosão por íons cloreto foram utilizados dois tipos de cimento, o CPIV (cimento Portland pozolânico), NBR5736:1991, e o CPII F (cimento Portland composto com fíler calcário), NBR11578:1991, cujas composições químicas são mostradas nas Tabelas 6.1 e 6.2 e as propriedades físicas nas Tabelas 6.3 e 6.4.

Tabela 6.1 - Composição química do cimento CP IV (Dados do fabricante).

| Compostos químicos | Média (% em peso) |
|--|-------------------|
| Dióxido de silício - SiO ₂ | 35,52 |
| Óxido de alumínio - Al ₂ O ₃ | 11,06 |
| Óxido de ferro - Fe ₂ O ₃ | 3,79 |
| Óxido de cálcio livre - CaO | 38,18 |
| Óxido de magnésio - MgO | 4,69 |
| Óxido de potássio - K ₂ O | 1,14 |
| Óxido de sódio - Na ₂ O | 0,13 |
| Trióxido de enxofre - SO ₃ | 2,31 |

Tabela 6.2 - Composição química do cimento CP II F (Dados do fabricante).

| Compostos químicos | Média (% em peso) |
|---|-------------------|
| Silicato tricálcicos - C ₃ S | 69,3 |
| Aluminato tricálcico - C ₃ A | 6,23 |
| Silicato dicálcicos - C ₂ S | 3,15 |
| Óxido de potássio - K ₂ O | 0,67 |
| Óxido de sódio - Na ₂ O | 0,11 |
| Óxido de magnésio - MgO | 2,38 |
| Trióxido de enxofre - SO ₃ | 2,66 |
| Óxido de cálcio livre - CaO | 3,04 |

Tabela 6.3 – Propriedades físicas do cimento CPIV (Dados do fabricante).

| | | | |
|---------------------------------|----------------|-----------------------------|-----------------------|
| Finura | NBR NM76:1998 | Blaine (cm ² /g) | 4773 |
| | NBR 7215:1996 | P#325 (%) | -- |
| Tempo de pega | NBR 11581:1991 | Inicial (min.) | 358 |
| | | Final (min.) | -- |
| Resistência à compressão | NBR 7215:1996 | 3 dias | 19,8 MPa |
| | | 7 dias | 29,3 MPa |
| | | 28 dias | 33,6 MPa |
| Massa específica | NBR NM23:2001 | | 2,8 g/cm ³ |

Tabela 6.4 – Propriedades físicas do cimento CII F (Dados do fabricante).

| | | | |
|---------------------------------|----------------|-----------------------------|----------|
| Finura | NBR NM76:1998 | Blaine (cm ² /g) | 3244 |
| | NBR 7215:1996 | P#325 (%) | 10,21 |
| Tempo de pega | NBR 11581:1991 | Inicial (min.) | 173 |
| | | Final (min.) | 292 |
| Resistência à compressão | NBR 7215:1996 | 3 dias | 26,7 MPa |
| | | 7 dias | 31,8 MPa |
| | | 28 dias | 37,5 MPa |
| Massa específica | NBR NM23:2001 | 3,1 g/cm ³ | |

6.1.2 Aditivos para o concreto

Em alguns concretos foi utilizado aditivo superplastificante de base melamínica, que atende às especificações da EB-1763 (Tipo SP) e aditivo com base de policarboxilatos, que atende a norma ASTM C 494 (tipos A e F) com a finalidade de melhorar a trabalhabilidade dos concretos que apresentaram maior compacidade.

6.1.3 Agregado Miúdo

O agregado miúdo (areia) utilizado é proveniente do Rio Jacuí, situado praticamente no Centro do Estado do Rio Grande do Sul, entre as latitudes de 28°10' e 30°45'S e as longitudes de 49°55' e 54°35'W. A Tabela 6.5 apresenta as propriedades físicas da areia utilizada obtidas através do ensaio granulométrico.

Os resultados do ensaio granulométrico da areia mostraram que as propriedades físicas da mesma encontram-se dentro dos limites estabelecidos pela NBR 7211:1983 para a areia fina (zona 2).

A Figura 6.1 apresenta a curva granulométrica do agregado miúdo.

Tabela 6.5 – Propriedades físicas do agregado miúdo.

| Propriedades | Método de ensaio | Resultados obtidos | | | Limites NBR 7211 Zona 2 |
|------------------------------|------------------|-------------------------|-------------------------------|-----------|-------------------------------|
| | | Abertura da peneira | Percentagem retida (em massa) | | |
| | | | Individual | Acumulada | |
| Composição Granulométrica | NBR 7217:2003 | 4,8 mm | 1 | 1 | 0-10 |
| | | 2,4 mm | 5 | 6 | 0-15 |
| | | 1,2 mm | 9 | 15 | 0-25 |
| | | 0,6 mm | 14 | 29 | 21-40 |
| | | 0,3 mm | 31 | 60 | 60-88 |
| | | 0,15 mm | 38 | 98 | 90-100 |
| | | <0,15 mm | 2 | 100 | - |
| Dimensão máx. característica | NBR 7217:2003 | 4,8 | | | |
| Módulo de finura | NBR 7217:2003 | 2,09 | | | |
| Massa específica | NBR 9776:2003 | 2,61 kg/dm ³ | | | |

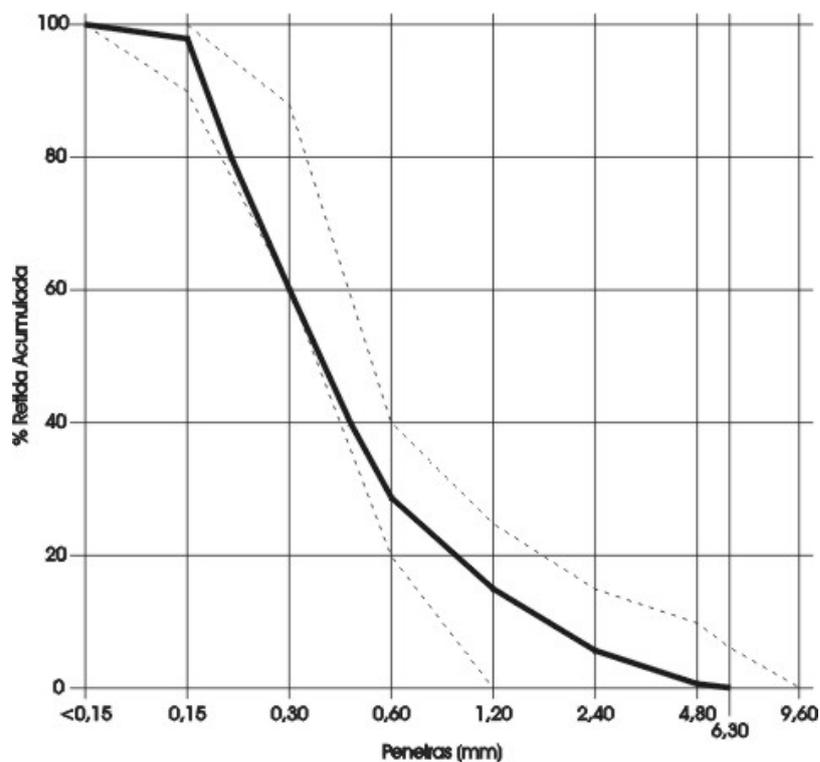


Figura 6.1 – Curva granulométrica do agregado miúdo.

6.1.4 Agregado Graúdo

O agregado graúdo utilizado foi a brita de basalto, proveniente da região metropolitana da cidade de Porto Alegre. A Tabela 6.6 apresenta as propriedades físicas do agregado graúdo obtidas através do ensaio granulométrico.

Tabela 6.6 – Propriedades físicas do agregado graúdo.

| Determinações | Método de ensaio | Resultados obtidos | | |
|------------------------------|------------------|-------------------------|-------------------------------|-----------|
| | | Abertura da peneira | Percentagem retida (em massa) | |
| | | | Individual | Acumulada |
| Composição Granulométrica | NBR 7217:2003 | 25 mm | 0 | 0 |
| | | 19 mm | 6 | 6 |
| | | 12,5 mm | 42 | 48 |
| | | 9,5 mm | 25 | 73 |
| | | 6,3 mm | 23 | 96 |
| | | 4,8 mm | 3 | 99 |
| | | 2,4 mm | 0 | 100 |
| Dimensão máx. característica | NBR 7217:2003 | 25 | | |
| Módulo de finura | NBR 7211:1983 | Brita 1 | | |
| Massa específica | NBR 9776:2003 | 2,65 kg/dm ³ | | |

Os resultados do ensaio granulométrico do agregado graúdo mostraram que as propriedades físicas do mesmo encontram-se dentro dos limites estabelecidos pela NBR 7211:1983 para a brita 1 com diâmetro máximo de 19 mm.

6.1.5 Armaduras

As armaduras utilizadas foram de aço-carbono sem tratamento anti-corrosivo e armaduras com tratamento de galvanização a fogo, ambas nervuradas e com diâmetro nominal de 8mm.

As propriedades físicas das armaduras sem tratamento anti-corrosivo estão representadas na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 – Propriedades físicas das armaduras (Dados do fabricante).

| | |
|---|--------|
| Diâmetro Nominal (DN) (mm) | 8 |
| Massa nominal (kg/m) | 0,395 |
| Resistência Característica de Escoamento (MPa) | 500 |
| Limite de Resistência (MPa) | 550 |
| Alongamento mínimo em 10 σ | 8 % |
| Diâmetro do Pino para Dobramento a 180 (mm) | 4 x DN |
| Classe NBR 7480:1996 | CA 50 |

6.1.6 Galvanização a fogo das armaduras

As armaduras com tratamento anti-corrosivo foram obtidas pelo processo de galvanização a fogo. Esse processo é composto por diversas etapas, tais como: desengraxamento, decapagem, fluxagem, banho de zinco fundido e passivação. Algumas etapas do processo de galvanização das armaduras utilizadas nos ensaios são apresentadas nas Figuras 6.2 a 6.5.



Figura 6.2 – Decapagem ácida das armaduras de aço.



Figura 6.3 – Remoção das armaduras do banho de fluxagem.



(a)



(b)

Figura 6.4 – Remoção das armaduras da cuba de zincagem.



Figura 6.5 – Imersão das armaduras na cuba de resfriamento e passivação.

6.1.6.1 Caracterização da camada de zinco nas armaduras galvanizadas

A caracterização das armaduras galvanizadas quanto a formação, espessura e composição química na camada de zinco foi realizada por microscopia óptica (Figuras 6.6 e 6.8), microscopia eletrônica de varredura (Figura 6.7) e EDS (*Energy Dispersive X-ray Spectroscopy*) (Tabela 6.8) do Centro de Microscopia e Microanálises da PUCRS.

A Figura 6.6 mostra a camada de zinco através do corte transversal da armadura galvanizada onde se pode observar que a mesma apresenta uma boa uniformidade em sua espessura em toda sua extensão.

Através da análise transversal da armadura galvanizada por microscopia eletrônica foi possível a verificação da camada de cobertura do zinco (Figura 6.7), obtendo-se um valores próximos de 340 - 390 μm de espessura. A norma NBR 6323:1990 indica que o valor da espessura de revestimento de zinco (em micrometros) multiplicado por 7,14 equivale, aproximadamente, à massa da camada (em g/m^2). Através da análise da espessura da camada de zinco chegou-se a um valor médio de 2600 g/m^2 para a determinação da quantidade de zinco na armadura. A espessura encontrada foi bem superior ao mínimo especificado pela norma NBR6323:1990 que é de 550 g/m^2 equivalente a espessura de 77 μm .

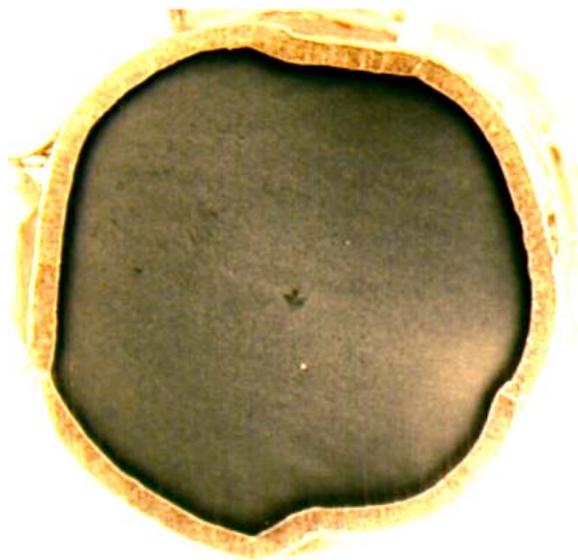


Figura 6.6 – Vista transversal da camada de zinco da armadura galvanizada.

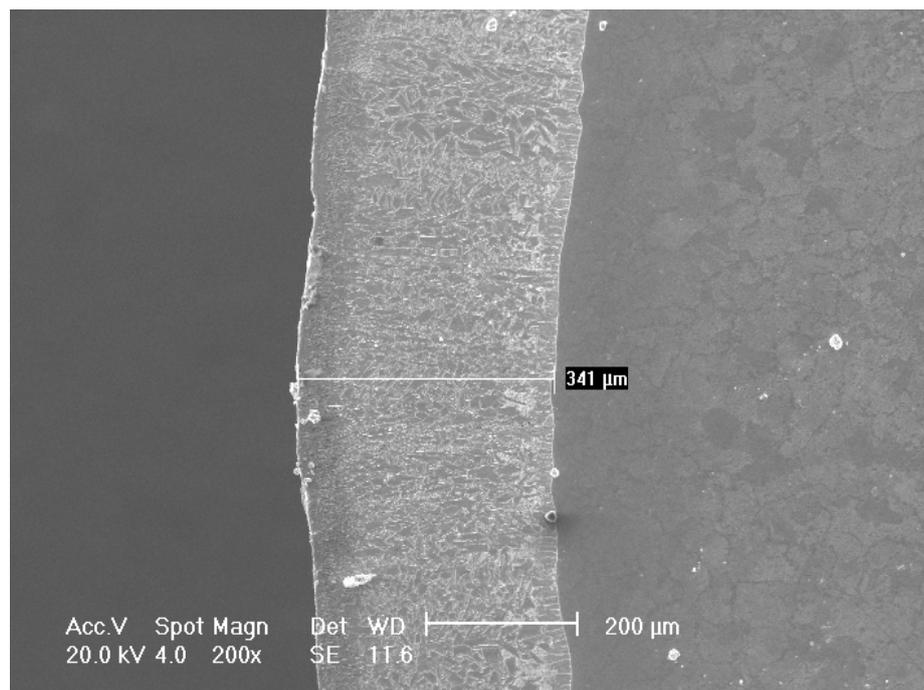


Figura 6.7 – Camada de zinco da armadura galvanizada com indicação da espessura. Ampliação: 200x.

A Figura 6.8 mostra a microestrutura da camada de zinco com a identificação das fases presentes, delta, zeta e eta.

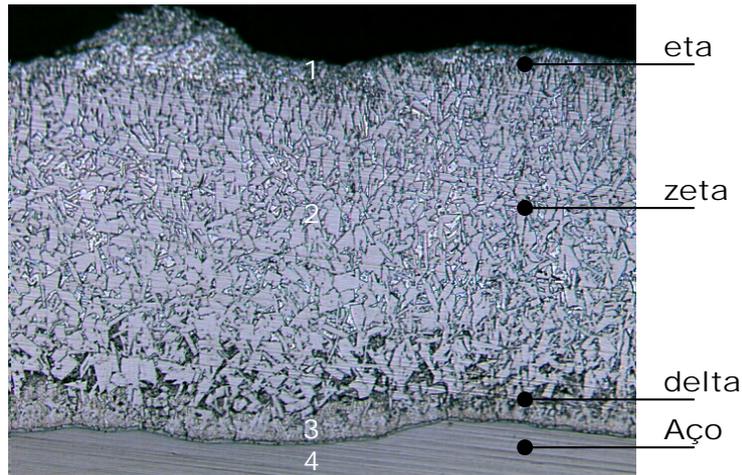


Figura 6.8 – Microestrutura da camada de zinco na armadura galvanizada. Ampliação: 200x.

A Tabela 6.8 apresenta as percentagens em peso de zinco e ferro obtidos por EDS presentes em cada fase da camada de zinco. A composição química das fases da camada de zinco é similar aos valores obtidos por CHENG A. *et al.* (2005), as quais são mostrados na Tabela 6.9.

Tabela 6.8 – Composição química da camada de zinco da armadura galvanizada (%peso).

| Camada | Zinco | Ferro | Oxigênio |
|--------|-------|-------|------------|
| Eta | 96,32 | 0 | % restante |
| Zeta | 92,84 | 5,81 | % restante |
| Delta | 91,49 | 6,08 | % restante |

Tabela 6.9 - Composição química da camada de zinco da armadura galvanizada (%peso) (CHENG A. *et al.* 2005).

| Camada | Zinco | Ferro | Oxigênio |
|--------|-------|-------|------------|
| Eta | 99,70 | 0 | % restante |
| Zeta | 93,76 | 6,24 | 0 |
| Delta | 89,77 | 10,23 | 0 |

6.2 Confeção dos corpos-de-prova

Os corpos-de-prova utilizados para os ensaios de corrosão de indução por íons cloretos são similares aos usados por outros pesquisadores da área (MONTEIRO, 2002; CABRAL,

2000; JOUKOSKI *et al.* 2002 e FIGUEIREDO, 1994). Os corpos-de-prova foram confeccionados com forma prismática com dimensões reduzidas de 60x120x120mm, empregando-se armaduras dispostas com cobrimento de concreto fixado em 20mm na face de menor espessura dos corpos-de-prova. Utilizaram-se armaduras galvanizadas e não galvanizadas com 140mm de comprimento, mas somente 50mm foram expostos à corrosão no interior do concreto, onde o restante do comprimento das armaduras foram revestidas com uma tinta polimérica de emborrachamento à frio e fita isolante para evitar a corrosão (Figura 6.9).

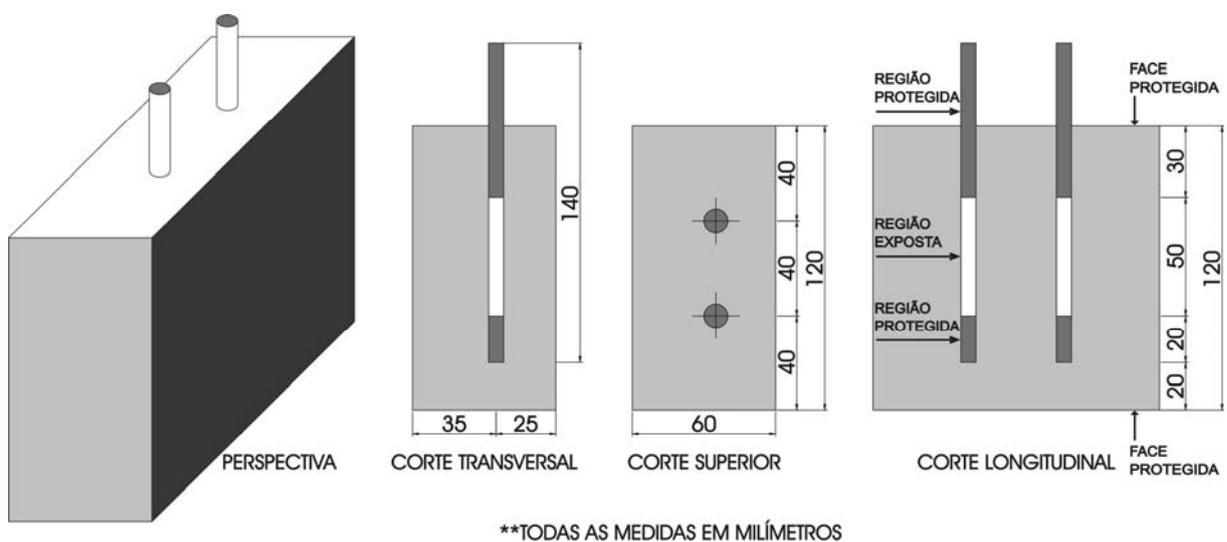


Figura 6.9 – Esquema dos corpos-de-prova utilizados nos ensaios de corrosão.

Foram confeccionados diferentes tipos de concretos para os corpos-de-prova, variando-se parâmetros de relação água/cimento (0,4; 0,5 e 0,6) e tipo de cimento (CPIV e CPII F). Sendo que para cada relação água/cimento foi utilizado um tipo de cimento e um tipo de armadura moldados-se no total 12 corpos-de-prova como mostra o esquema da Figura 6.10.

Também foram moldados concretos de forma cilíndrica nas dimensões de 100mm de diâmetro e 200mm de altura (Figura 6.11) para os ensaios complementares de resistência à compressão, absorção de água e índice de vazios.

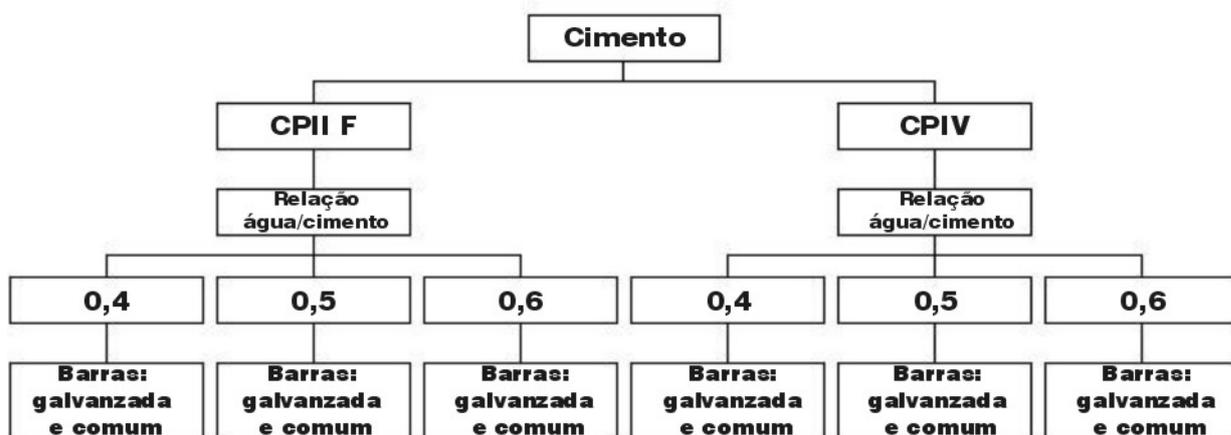


Figura 6.10 – Esquema apresentando as combinações de cada corpo-de-prova avaliado.



Figura 6.11 – Corpos-de-prova cilíndricos para ensaios de compressão e absorção de água.

6.2.1 Dosagem dos concretos

Para as dosagens dos concretos foram empregadas três relações água/cimento com o intuito de se obter diferentes níveis de porosidade nos concretos moldados, sendo o concreto com relação 0,4 o menos poroso, o com relação 0,5 intermediário em termos de porosidade e o concreto com relação 0,6 o mais poroso de todos. Esta variação na relação água/cimento possibilita uma comparação do desempenho dos concretos frente à penetração de íons cloreto no processo de corrosão.

Todos os corpos-de-prova foram confeccionados com a mesma faixa de trabalhabilidade 60 ± 20 mm determinados através de ensaios de abatimento do tronco de cone normalizado pela NBR NM67:1998, e o método empírico de dosagem empregado nos concretos foi baseado no mesmo adotado pela Departamento de Materiais de Construção Civil da CIENTEC, mostrado na Tabela 6.10.

Tabela 6.10 – Dosagem de material para cada tipo de concreto.

| Tipo de cimento | α (%) | a/c | Traço | Materiais | Traço Massa | Consumo | | |
|-----------------|--------------|-----|-------|-----------|-------------|-----------------------------|------------|-------------|
| | | | | | | de material kg/m^3 | Slump (mm) | Aditivo (%) |
| CP IV | 53 | 0,4 | 1:3,5 | Cimento | 1,00 | 479,16 | 45 | 0,4 |
| | | | | Areia | 1,38 | 661,24 | | |
| | | | | Brita | 2,12 | 1015,82 | | |
| | | | | Água | 0,40 | 191,66 | | |
| CP IV | 53 | 0,5 | 1:5,0 | Cimento | 1,00 | 362,84 | 40 | -- |
| | | | | Areia | 2,18 | 790,99 | | |
| | | | | Brita | 2,82 | 1023,21 | | |
| | | | | Água | 0,50 | 181,42 | | |
| CP IV | 53 | 0,6 | 1:6,5 | Cimento | 1,00 | 291,63 | 40 | 0,4 |
| | | | | Areia | 2,98 | 869,06 | | |
| | | | | Brita | 3,52 | 1026,54 | | |
| | | | | Água | 0,60 | 174,98 | | |
| CP II F | 53 | 0,4 | 1:3,5 | Cimento | 1,00 | 487,33 | 70 | --- |
| | | | | Areia | 1,38 | 672,52 | | |
| | | | | Brita | 2,12 | 1033,14 | | |
| | | | | Água | 0,40 | 194,93 | | |
| CP II F | 53 | 0,5 | 1:5,0 | Cimento | 1,00 | 367,38 | 55 | --- |
| | | | | Areia | 2,18 | 800,89 | | |
| | | | | Brita | 2,82 | 1036,01 | | |
| | | | | Água | 0,50 | 183,69 | | |
| CP II F | 53 | 0,6 | 1:6,5 | Cimento | 1,00 | 294,72 | 60 | 0,4 |
| | | | | Areia | 2,98 | 878,27 | | |
| | | | | Brita | 3,52 | 1037,41 | | |
| | | | | Água | 0,60 | 176,83 | | |

6.2.2 Ensaio com corpos-de-prova cilíndricos

Foram realizados ensaios complementares de resistência à compressão, NBR 5739:1994, de absorção capilar e índice de vazios, NBR 9778:1987.

Os ensaios de compressão foram realizadas nas idades de 7 e 28 dias de cura saturada em água. Para tal, cada corpo-de-prova cilíndrico foi colocado entre os dois pratos da máquina de ensaio (Figura 6.12) e a carga foi sendo aplicada continuamente, com velocidade de carregamento entre 0,3MPa/s a 0,8MPa/s até atingir a força próxima à ruptura do concreto.



Figura 6.12 – Máquina utilizada para a realização ensaios de resistência a compressão dos concretos.

No ensaio de absorção de água e índice de vazios os corpos-de-prova foram deixados no total de 72h em imersão de água com uma temperatura de 23 ± 2 °C e posteriormente 72h em estufa na temperatura de 105 ± 5 °C, sendo pesados em intervalos de 24h por balança com sensibilidade de 0,025% das massas das amostras, como recomenda a NBR 9778:1987.

6.2.3 Preparação das armaduras dos corpos-de-prova para os ensaios de corrosão

As armaduras de aço utilizadas passaram por um processo prévio de limpeza para a retirada da oxidação superficial, sem ataque significativo ao metal para garantir a mesma

condição inicial de superfície a todas as armaduras, antes do início dos ensaios de corrosão.

O procedimento de limpeza para as armaduras sem tratamento anti-corrosivo seguiu as recomendações da norma ASTM G1-88:1990, onde foi empregada uma solução de ácido clorídrico com água 1:1 com adição de 3,5 g/l de hexametilenotetramina. O processo iniciou-se com a imersão das armaduras na solução por 15 minutos (Figura 6.13), onde logo em seguida foram levadas para um enxágüe em água corrente juntamente com uma escovação (escova com cerdas plásticas) para completa remoção dos óxidos (Figura 6.14). Após esta etapa passou-se acetona nas armaduras para redução de água e secou-se com ar quente finalizando o processo de limpeza. No caso das armaduras galvanizadas o procedimento adotado foi outro para evitar a remoção do zinco foi utilizada apenas acetona para a limpeza superficial, finalizando com a secagem em ar quente. A Figura 6.15 mostra os dois tipos de armaduras (galvanizadas e não galvanizadas) após os processos de limpeza.

Após a limpeza, as armaduras foram pesadas em balança analítica com precisão de 0,01g para a determinação das massas. A média calculada para a massa das armaduras galvanizadas foi de 63,91g e para as armaduras comuns foi de 55,70g, obtendo-se uma diferença de massa entre os dois tipos de armadura em torno de 8,2g.



Figura 6.13 – Fotografia das armaduras comuns imersas na solução preparada para a remoção dos óxidos superficiais.



Figura 6.14 – Fotografia da escovação das armaduras comuns para a remoção dos óxidos.

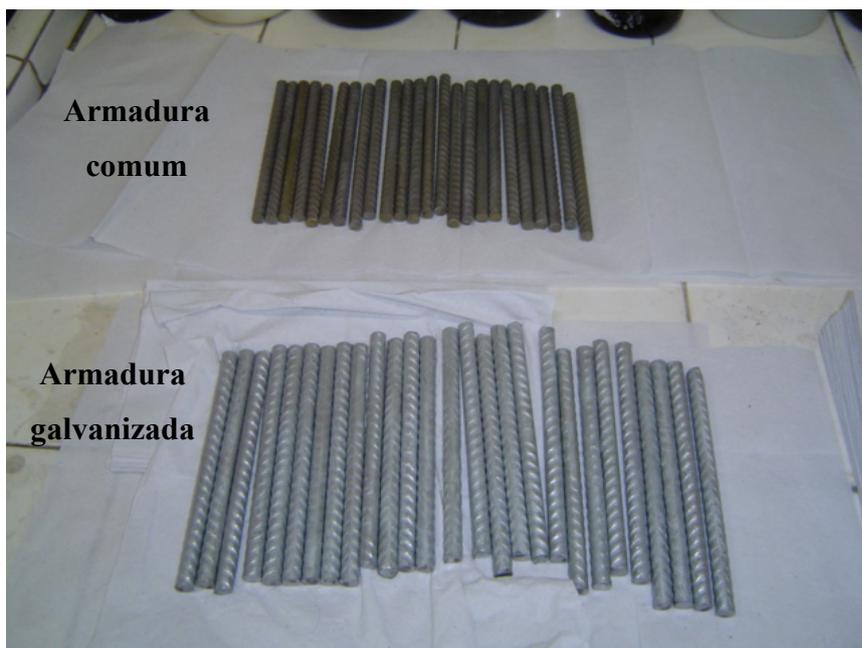


Figura 6.15 – Fotografia das armaduras comuns e galvanizadas e após os processos de limpeza de remoção de óxidos.

Após, foram conectados fios condutores flexíveis à extremidade superior das armaduras para medições eletroquímicas do processo de corrosão (Figura 6.16). A área de exposição das armaduras para os ensaios de corrosão foi demilitada em $12,57\text{cm}^2$, onde o restante da armadura foi isolado com tinta de emborrachamento a frio (Figura 6.17) e fita isolante.



Figura 6.16 – Fotografia dos fios flexíveis de cobre conectados nas armaduras para as medições eletroquímicas.

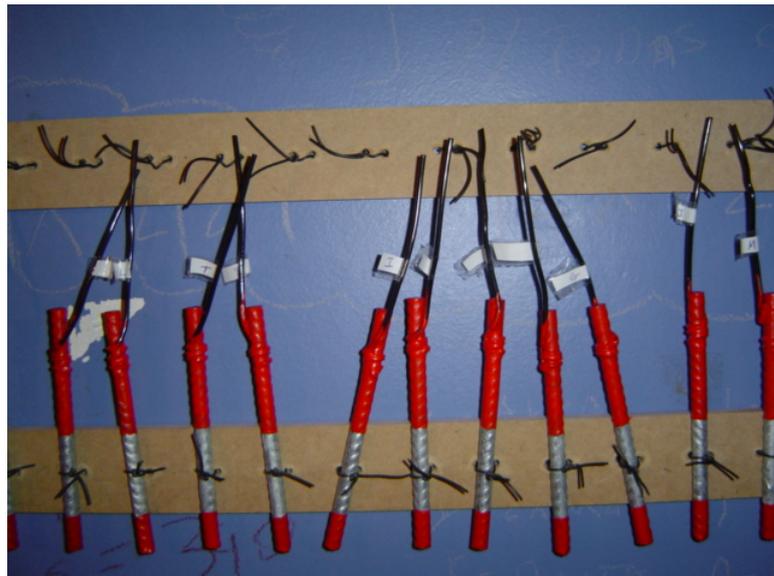


Figura 6.17 – Fotografia ilustrando a área da barra limitada à corrosão, o qual foi realizada com polímero de emborrachamento a frio.

6.2.4 Moldagem e cura dos corpos-de-prova prismáticos

Para a etapa de moldagem dos corpos-de-prova utilizou-se uma fôrma de madeira especialmente confeccionada para tal fim (Figura 6.18) que possibilitou a confecção simultânea de 12 corpos-de-prova.

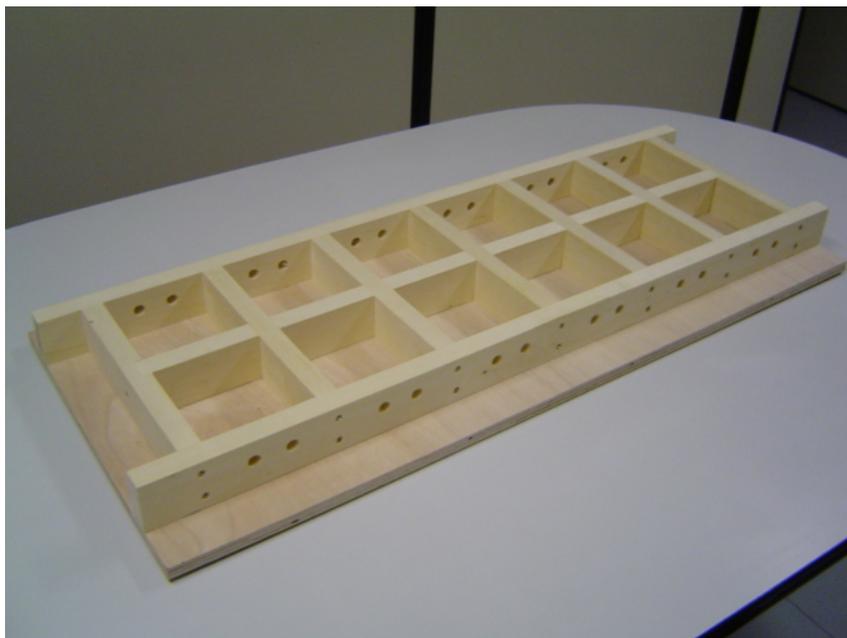


Figura 6.18 – Fotografia da fôrma de madeira utilizada para as moldagens dos corpos-de-prova.

Cada traço de concreto misturado em betoneira foi lançado em duas camadas na fôrma de madeira com as armaduras previamente inseridas em posições pré-estabelecidas. Cada camada de concreto recebeu adensamento em mesa vibratória por 10 segundos (Figura 6.19).



Figura 6.19 – Fotografia dos concretos lançados na fôrma com adensamento em mesa vibratória.

Após o processo de moldagem, os concretos ficaram em ambiente de laboratório por 24h, sendo removidos da fôrma após este período e colocados para curar em água fria durante

5 dias (Figura 6.20). Após este período, os corpos-de-prova ficaram 22 dias em ambiente controlado de laboratório com temperatura média de 22,8°C e umidade média de 62,7%.



Figura 6.20 – Fotografia da cura dos concretos em tanque de água fria.

Completado o total de tempo de 28 dias de cura, os corpos-de-prova foram colocados na água por 96h, a fim de se ter uma saturação dos poros do concreto. Após tal período foram retirados da água, ficando em ambiente de laboratório por mais 192h, onde foram feitos os acabamentos finais, protegendo as faces do concreto perpendiculares às armaduras com tinta anticorrosiva à base de alcatrão de hulha, para garantir que a penetração dos íons cloreto se desse somente nas faces paralelas às armaduras (Figura 6.21), este procedimento também foi adotado por MONTEIRO (2002) em ensaios de indução de íons cloreto com corpos-de-prova prismáticos.



Figura 6.21 – Fotografia ilustrando a aplicação da tinta anticorrosiva nas faces superior e inferior dos corpos-de-prova.

6.3 Procedimento de indução à penetração de íons cloreto nos corpos-de-prova

6.3.1 Semiciclos de secagem e imersão

Para o processo de corrosão foram realizados no total 8 ciclos, onde cada ciclo foi realizado em 9 dias composto de um semiciclo de secagem e um semiciclo de imersão parcial, como ilustrado no esquema da Figura 6.22. As medições eletroquímicas foram realizadas no final de cada ciclo planejados de forma a acelerar o processo de corrosão nas armaduras através da indução de íons cloreto.

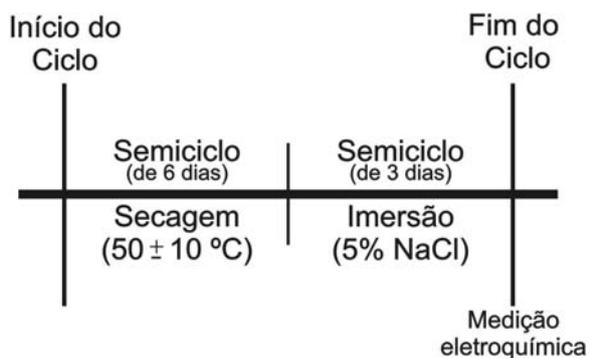


Figura 6.22 – Representação esquemática de um ciclo de indução de íons cloreto.

Os ciclos foram planejados de forma similar aos realizados por diversos pesquisadores da área (FIGUEIREDO, 1994; BAUER, 1995; CABRAL, 2000; CASCUDO, 2000; MONTEIRO, 2002).

A secagem dos corpos-de-prova foram realizadas em estufa com controle de temperatura ajustada em $50\pm 10^{\circ}\text{C}$, durante 6 dias, para a retirada da umidade e aceleração da corrosão pelo calor nos corpos-de-prova. Na Figura 6.23 é mostrada a estufa utilizada para a secagem dos corpos-de-prova.



Figura 6.23 – Fotografia dos corpos-de-prova na etapa de secagem.

Na etapa de imersão as amostras de concreto foram colocadas em um recipiente com água e 5% em volume de cloreto de sódio diluído (MONTEIRO, 2002), durante 3 dias, para ocorrer a penetração dos íons cloreto. Nesta etapa os concretos foram parcialmente submersos até a metade exposta da armadura no interior do concreto (correspondendo a 1/3 da altura do corpo-de-prova), para promover a entrada do oxigênio e do eletrólito na armadura, favorecendo assim o processo de corrosão eletroquímica. A Figura 6.24 mostra a etapa de imersão para a entrada de íons cloreto nos concretos.

O dobro do tempo de permanência dos corpos-de-prova na estufa em relação à imersão justifica-se pela maior dificuldade da secagem dos poros do concreto do que em relação à penetração de eletrólito na solução, pois a penetração envolve processos físico-químicos facilitadores no transporte dos íons cloreto.



Figura 6.24 – Fotografia dos corpos-de-prova na etapa de imersão em solução de cloreto de sódio 5% vol. em água.

6.4 Medições eletroquímicas dos corpos-de-prova

As grandezas eletroquímicas como o potencial de corrosão (E_{corr}), densidade de corrosão (I_{corr}) e resistência de polarização (R_p) foram medidas após a finalização de cada ciclo.

A célula eletroquímica foi montada de acordo com as recomendações da norma ASTM C 876:1991, a qual é mostrada esquematicamente na Figura 6.25.

As medições eletroquímicas foram realizadas pelo Laboratório de Eletroquímica no Instituto de Química da UFRGS, usando um potenciostato da AUTOLAB modelo PG-STAT30 (Figura 6.26) com compensação de queda ôhmica.

Para realização das medições utilizou-se como referência um eletrodo de calomelano saturado (ECS). Como contra-eletródo utilizaram-se duas chapas de aço inox fixadas nas laterais de maior área dos corpos-de-prova e o eletrodo de trabalho foi a armadura. A Figura 6.27 mostra a montagem da célula eletroquímica.

Os contatos do eletrodo de referência e do contra-eletródo foram favorecidos com a colocação de esponjas úmidas com água destilada para maior conexão do circuito elétrico da célula.

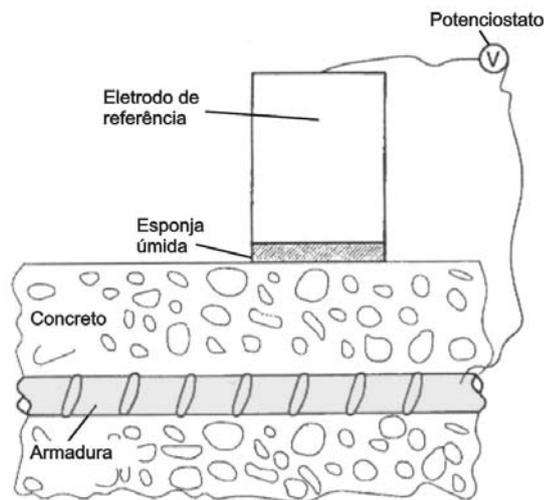


Figura 6.25 – Esquema ilustrativo da montagem da célula eletroquímica (BENTUR, DIAMOND e BERKE, 1997).

Foram realizados no total 8 medições eletroquímicas em 12 corpos-de-prova correspondentes aos ciclos realizados.

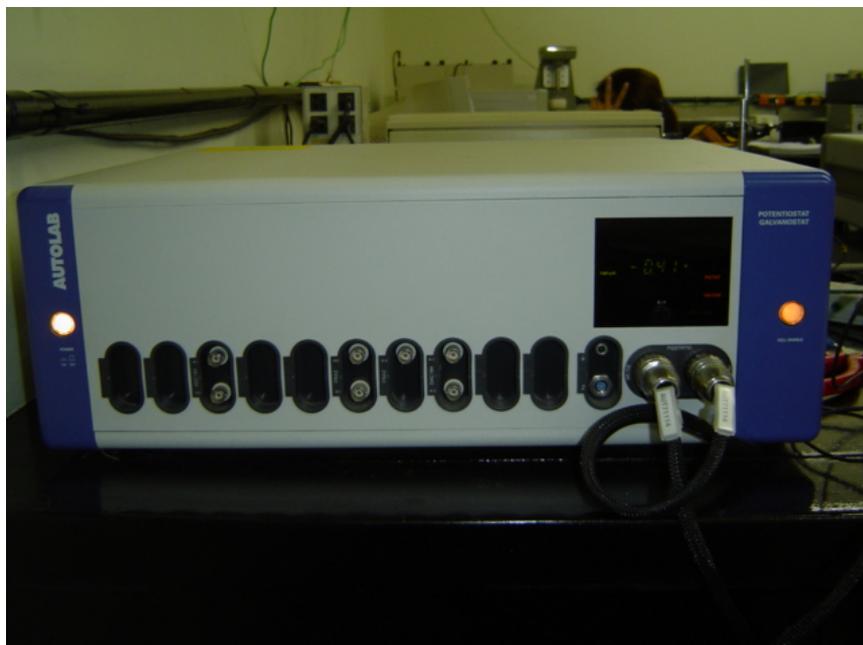


Figura 6.26 – Fotografia do potenciostato utilizado para as medições das grandezas eletroquímicas.

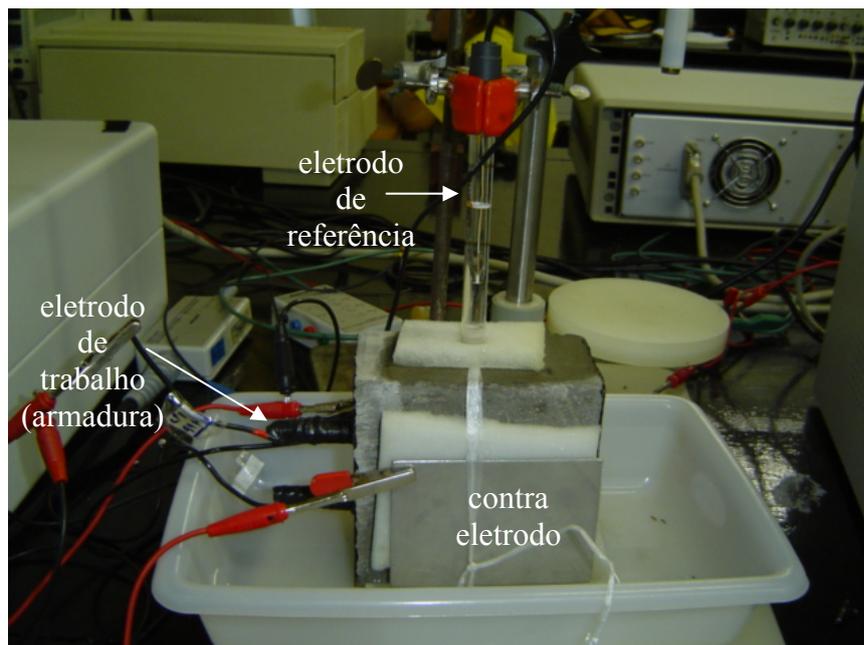


Figura 6.27 – Fotografia da montagem da célula eletroquímica para as leituras eletroquímicas.

Alguns autores (ANDRADE e GONZÁLEZ, 1978; MONTEIRO, 2002) utilizam B como constante de Tafel para o cálculo de I_{corr} , igual a 26mV para o caso de corrosão ativa e 52mV para corrosão em estado passivo. No caso desta pesquisa preferiu-se adotar os valores das tangentes anódicas e catódicas de Tafel diretamente da curva de resistência de polarização para cada leitura, pois, segundo WOLYNEC (2003), o desconhecimento ou a simplificação das constantes de Tafel pode levar a dados errôneos no cálculo da taxa de corrosão, podendo chegar a 35% de variação.

6.4.1 Método utilizado para determinar as grandezas eletroquímicas

O método utilizado para a determinação das grandezas eletroquímicas (E_{corr} , I_{corr} e R_p) foi o de Extrapolação da Reta de Tafel, onde se obteve a evolução das curvas de polarização anódica e catódica para a extração dos dados eletroquímicos em gráficos E/V vs. i/A . Através do potenciostato foi feito um pré-tratamento de 5 segundos para o equilíbrio necessário ao início das medições de cada armadura. O potencial para as medições iniciou em -900mV indo até 300mV, com uma taxa de varredura de 5 mV/s.

6.4.2 Conversão da densidade corrente para perda de massa e nível de corrosão

A partir dos dados de densidade de corrente calculou-se a perda de massa e o nível de penetração da corrosão nas armaduras através das recomendações da norma ASTM G102:2004, considerando os dados do ferro. As equações 6.1 e 6.2 representam as conversões de densidade de corrente para a quantidade de perda de massa e nível de penetração de corrosão nas armaduras, respectivamente.

$$8,95 \frac{M}{n} \quad (6.1)$$

$$3,28 \frac{M}{nd} \quad (6.2)$$

Onde M é a massa atômica do metal, no caso do ferro é de 55,85g; n é o número de elétrons liberados pela reação de corrosão, no caso do ferro é de 2 e d é a densidade do metal, para o ferro é de 7,88g/cm³.

6.5 Modelamento numérico para avaliação da tensão de aderência da armadura com o concreto

Foram avaliadas, através de modelagem numérica as tensões de aderência da armadura com o concreto em diferentes níveis de corrosão da armadura, através do teste de arrancamento (*pull-out test*) pelo método de elementos finitos (MEF). Nos testes simulados de arrancamento foram testados dois diferentes tipos de concretos com cimento CII F e com cimento CIV e ambos com relação água/cimento de 0,5, cujas propriedades de módulo de elasticidade e resistência a tração foram calculados tomando como parâmetro básico os resultados de resistência à compressão obtidos experimentalmente.

Para a referida análise foi construído um modelo de corpo-de-prova contendo as propriedades dos materiais usados (concreto, armadura e produtos de corrosão) utilizando o programa Pro/Engineer. No módulo Pro/Mechanica foi possível idealizar restrições, forças e elementos sólidos e planos, realizar ensaios estáticos de arrancamento das armaduras e visualizar as áreas de maior concentração de tensão na interface armadura/concreto, para os dois traços de concretos e condições de corrosão.

6.5.2 Dados de entrada para o modelo numérico

O programa Pro/Mechanica trabalha com algumas propriedades dos materiais como dados de entrada ao modelamento. Dentre estas definições estão o Módulo de Elasticidade (E), o Coeficiente de Poisson (ν), e a Massa Específica (γ) que são dados de interesse para o ensaio de arrancamento.

6.5.2.1 Propriedades do Concreto/Armadura

Para os concretos calculou-se o módulo de elasticidade através da equação 6.4 e a resistência à tração através da equação 6.5 (NBR 6118:2004), cujos resultados estão apresentados na Tabela 6.11, utilizando a f_c (resistência à compressão aos 28 dias de cura) de cada concreto obtido através de ensaio experimental.

$$E = 4760 \times f_c^{1/2} \quad (6.4)$$

$$f_{ct} = 0,3 f_c^{2/3} \quad (6.5)$$

Onde E é o módulo elástico, f_c é a resistência à compressão aos 28 dias de cura do concreto e f_{ct} é a resistência à tração do concreto.

Tabela 6.11 – Propriedades mecânicas dos concretos CPIV e CPII F com relação a/c 0,5.

| Módulo de Elasticidade | Resistência à Tração | Resistência à Compressão |
|--|---|---|
| CPII F a/c=0,5 $E = 30337,30MPa$ | CPII F a/c=0,5 $f_{ct} = 3,54MPa$ | CPII F a/c=0,5 $f_c = 40,62MPa$ |
| CPIV a/c=0,5 $E = 26054,20MPa$ | CPIV a/c=0,5 $f_{ct} = 2,89MPa$ | CPIV a/c=0,5 $f_c = 29,96MPa$ |

Para efeito de análise estrutural, o coeficiente de dilatação térmica pode ser admitido como sendo igual a $10^{-5}/^{\circ}C$, o coeficiente de Poisson estimado como sendo igual 0,2 e a massa específica $2.400kg/m^3$ (NBR 6118:2004).

O concreto foi modelado como um material homogêneo, isotrópico e elástico-linear (BHARGAVA, 2005), a fim de garantir as mesmas propriedades em todas as direções e uma mesma condição para os diferentes traços de concreto. O critério de falha do concreto

utilizado para o modelo foi o de *Modified Mohr*, critério específico para materiais com comportamento frágil.

O módulo de elasticidade da armadura foi estimada como sendo de 210GPa (AQUARRO, FORASASSI e MARCONI, 2003), coeficiente de Poisson igual a 0,30 (MOLINA *et al*, 1993), o coeficiente de dilatação térmica utilizado foi de $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ (NBR 6118:2004) e a massa específica de $7.850\text{kg}/\text{m}^3$ para o aço.

6.5.2.2 Propriedades dos produtos de corrosão

As propriedades elásticas dos produtos de corrosão são consideradas como os da água, onde $\nu_{ferr} = 0,499$ e $K_{ferr} = 2\text{GPa}$ (MARTÍN-PÉREZ,1999; MOLINA *et al*, 1993). O módulo de elasticidade é determinado pela equação 6.6, obtendo-se um valor de $E_{ferr} = 12\text{MPa}$. A massa específica dos produtos de corrosão é de $1.960\text{kg}/\text{m}^3$.

$$E_{ferr} = 3(1 - 2\nu_{ferr})K_{ferr} \quad (6.6)$$

Onde K_{ferr} é o módulo de volume dos produtos de corrosão; ν_{ferr} é coeficiente de Poisson dos produtos de corrosão e E_{ferr} é o módulo elástico dos produtos de corrosão.

6.5.2.3 Modelo da formação dos produtos de corrosão

Para a avaliação da influência dos produtos de corrosão na armadura foram utilizadas diferentes espessuras (0,025mm a 0,6mm) que representam o nível de penetração da corrosão (X), ou seja, o quanto do diâmetro da armadura é consumido na corrosão da armadura, onde em conjunto com este fator existe a expansão dos produtos de corrosão. Somando-se estes dois mecanismos (nível de penetração e expansão dos produtos de corrosão) pode-se dizer que o volume dos produtos de corrosão aumentam duas vezes em relação ao volume da armadura inicial (Figura 6.29), como foi verificado em análises de corrosão por alguns autores (MOLINA *et al*. 1993; CORONELLI e GAMBAROVA, 2000 e LUNDGREN, 2001). Esta idealização pode ser conferida na relação descrita na Tabela 6.12 utilizada no programa Pro/Engineer.

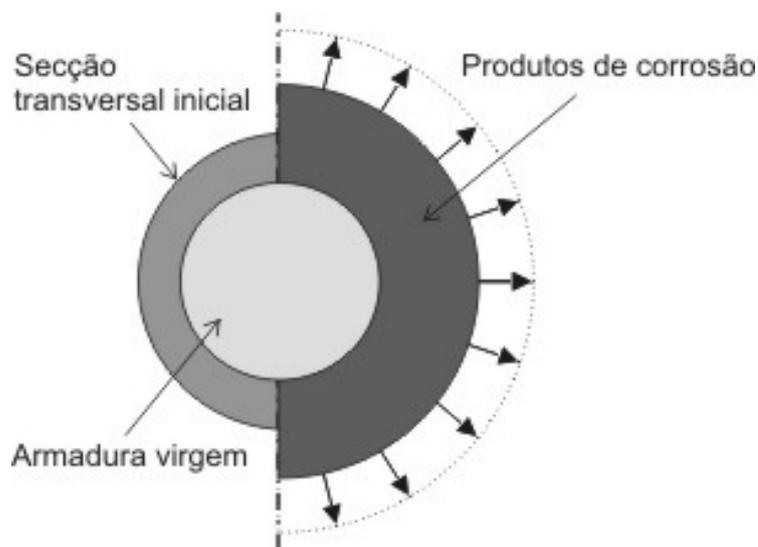


Figura 6.29 – Esquema da idealização da formação e crescimento dos produtos de corrosão da armadura de aço usada no modelamento numérico.

Tabela 6.12 – Relação da idealização dos produtos de corrosão no programa Pro/Engineer.

| Relação para os produtos de corrosão | Descrição dos parâmetros |
|--------------------------------------|--|
| $d_{22:0} = 8.0000$ | $d_{22:0}$ – diâmetro do concreto em torno da armadura; |
| $d_{4:4} = d_{22:0} + 2 * N$ | $d_{4:4}$ – são os produtos de corrosão que se expandem; |
| $d_{3:4} = d_{22:0} - 2 * N$ | $d_{3:4}$ – é o nível de penetração da corrosão na armadura; |
| $d_{0:2} = d_{3:4}$ | $d_{0:2}$ – é o diâmetro da armadura. |

6.5.2.4 Aplicação de carga e relações de aderência

Alguns modelos foram utilizados para comparação e idealização da carga aplicada ao longo dos níveis de penetração de corrosão. Um destes modelos foi o proposto por ALMUSALLAM *et al* (1996), onde os autores realizaram um ensaio experimental para corpo-de-prova com dimensões de 152x254x279mm e armadura com diâmetro de 12 mm e comprimento de confinamento de 102mm, onde neste concreto não foram utilizados estribos. A Figura 6.30 mostra a distribuição de carga de arrancamento utilizada para cada condição de corrosão.

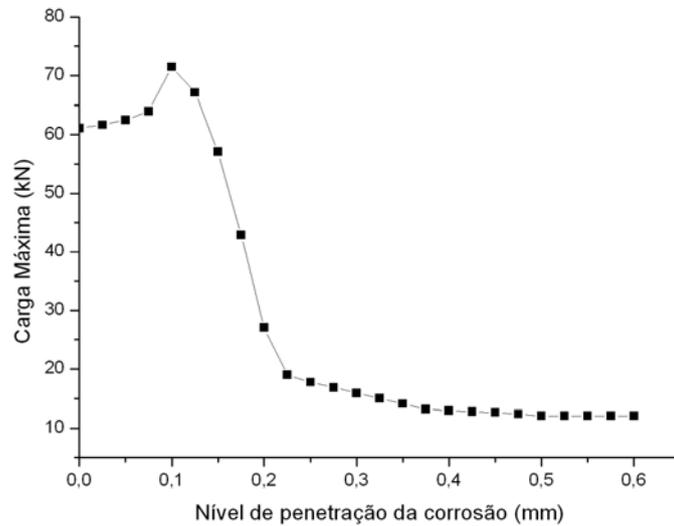


Figura 6.30 – Distribuição de cargas máximas para cada nível de penetração de corrosão (ALMUSALLAM *et al.* 1996).

Com este gráfico é possível prever os valores máximos de carga para cada nível de corrosão, referencial importante quando se trabalha com modelo numérico de propriedades isotrópicas. O gráfico mostra que a carga máxima de arrancamento não é aplicada para o valor zero de corrosão, isto mostra que certo grau de produtos de corrosão melhora a aderência em certo ponto, mas como a corrosão é progressiva ela logo cai para valores bem baixos de aderência.

Outras referências para a tensão de aderência são encontradas na literatura como o modelo de CLARK e SAIFULLAH (1993), mostrado na Figura 6.31.

Neste modelamento numérico não foi utilizado estribo e o diâmetro da armadura simulada foi de 8 mm, que são condições similares as propostas neste trabalho.

SOYLEV e FRANÇOIS (2003) em ensaio experimental confeccionaram corpos-de-prova com dimensões de 200 x 150 x 200 mm e armadura de 10 mm de diâmetro localizada no centro do concreto. A tensão máxima de aderência da armadura-concreto foi calculada pela equação 6.7.

$$\tau_{máx.} = \frac{P}{\pi dl} \tag{6.7}$$

Onde $\tau_{m\acute{a}x}$ é a tensão máxima de aderência, em MPa; P é a carga aplicada no ensaio, em kN; d é o diâmetro da armadura para cada nível de corrosão, em mm e l é o comprimento de confinamento ou ancoragem da armadura no concreto, em mm.

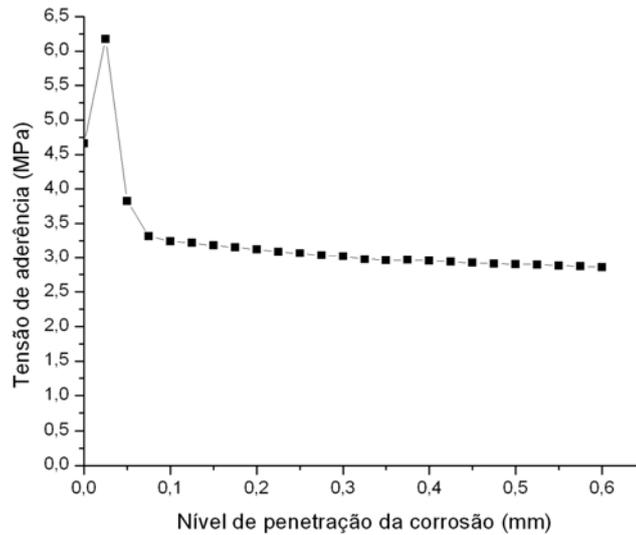


Figura 6.31 – Gráfico de tensão de aderência por nível de corrosão (CLARK e SAIFULLAH, 1993).

Através da equação 6.7 se compôs o gráfico da Figura 6.32.

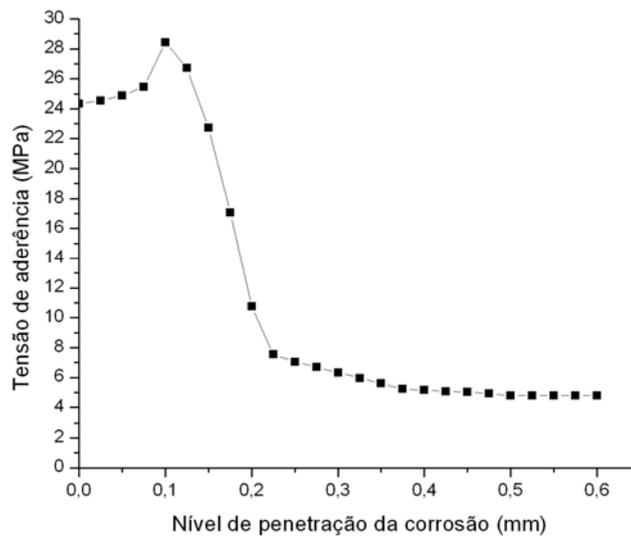


Figura 6.32 – Tensão de aderência por nível de corrosão (SOYLEV e FRANÇOIS, 2003).

STANISH (1997) apresenta a equação 6.8 para definir as tensões de aderência em diversas profundidades de penetração dos produtos de corrosão para concreto sem estribos baseados nos dados experimentais de RODRIGUEZ *et al* (1996), onde foram testados cubos

de concreto com quatro armaduras colocadas nas aristas do corpo-de-prova para simular condições reais de serviço.

$$\tau_{m\acute{a}x.} = 3.00 - 4.76x \quad (6.8)$$

Onde $\tau_{m\acute{a}x.}$ é a tensão máxima de aderência, em MPa; x é a penetração de corrosão, em mm ($0,05 \leq x \leq 1,00$)

Através da equação 6.8 se compôs o gráfico da Figura 6.33.

A representação do gráfico da Figura 6.33, baseada na equação 6.8, apresenta uma linearidade dos resultados de aderência em relação aos níveis de corrosão, mostrando certa simplificação da equação em relação ao comportamento da armadura/concreto em ensaio de arrancamento.

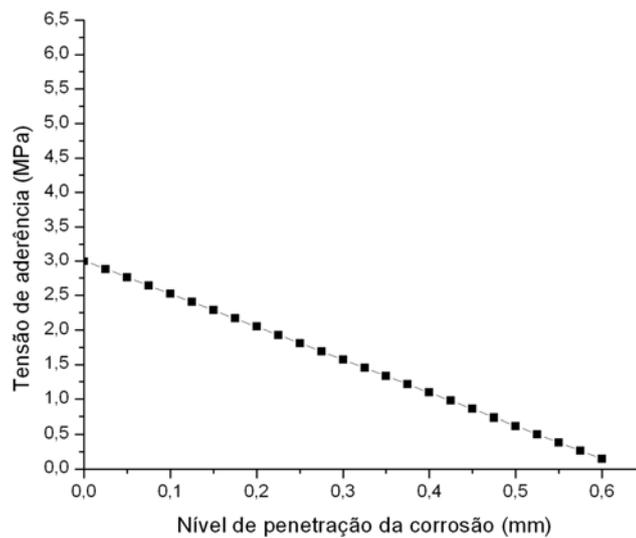


Figura 6.33– Gráfico de tensão de aderência por nível de corrosão (STANISH, 1997).

6.5.2.5 Restrições de movimento e pontos de obtenção dos resultados do modelo

Para o modelo foram utilizadas três restrições de movimento: uma na face posterior ao da armadura e as outras duas nas laterais de menor área paralelas a armadura como mostra a Figura 6.34 em que as mesmas são representadas pelos triângulos. Para a aquisição dos dados

foram feitas marcações na interface da armadura com o concreto denominado de PNT (pontos). Estes pontos serviram para recolhimento dos dados de tensão de aderência, obtendo-se no total de 11 valores correspondente ao número de pontos de onde foram feitas as médias para obtenção de um único dado. Os pontos de extremidade, o 1º e o 11º, foram desconsiderados da média por apresentarem grande desvio dos valores gerais por acúmulo de tensões. Os pontos amarelos são as regiões de refinamento do corpo-de-prova, e a seta na extremidade da armadura é a aplicação da força de arrancamento.

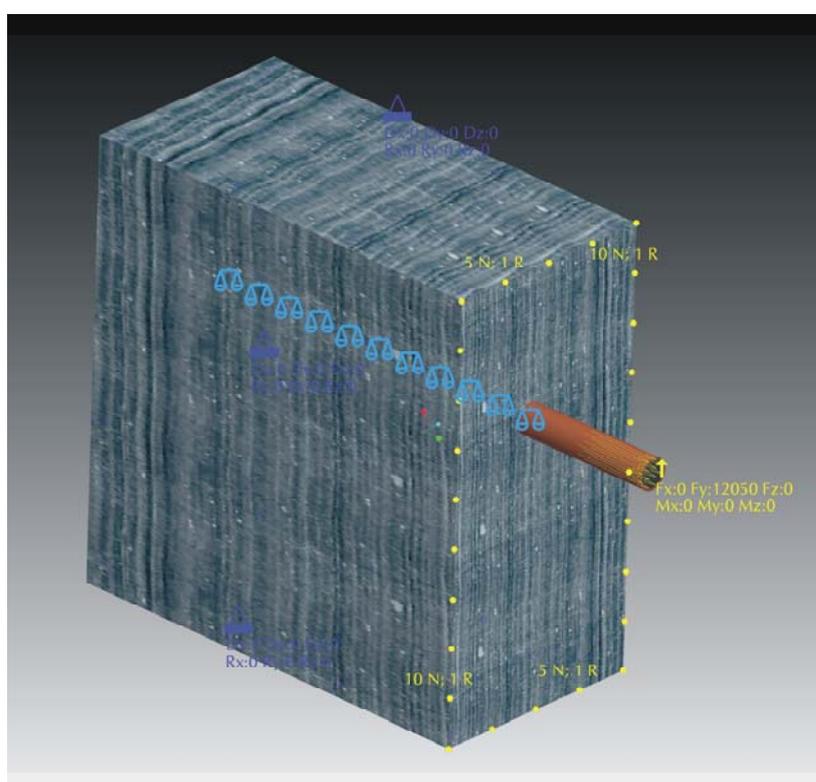


Figura 6.34 – Imagem do modelamento do corpo-de-prova para ensaio de aderência no Pro/Engineer.

7. RESULTADOS E DISCUSSÕES

7.1 Resultados dos ensaios complementares de resistência à compressão, absorção de água e índice de vazios do concreto

As Figuras 7.1 apresenta o diagrama de dosagem aos 7 e 28 dias de cura de cada concreto moldado. O diagrama foi montado de acordo as propriedades e características dos concretos obtidos através da dosagem experimental realizada.

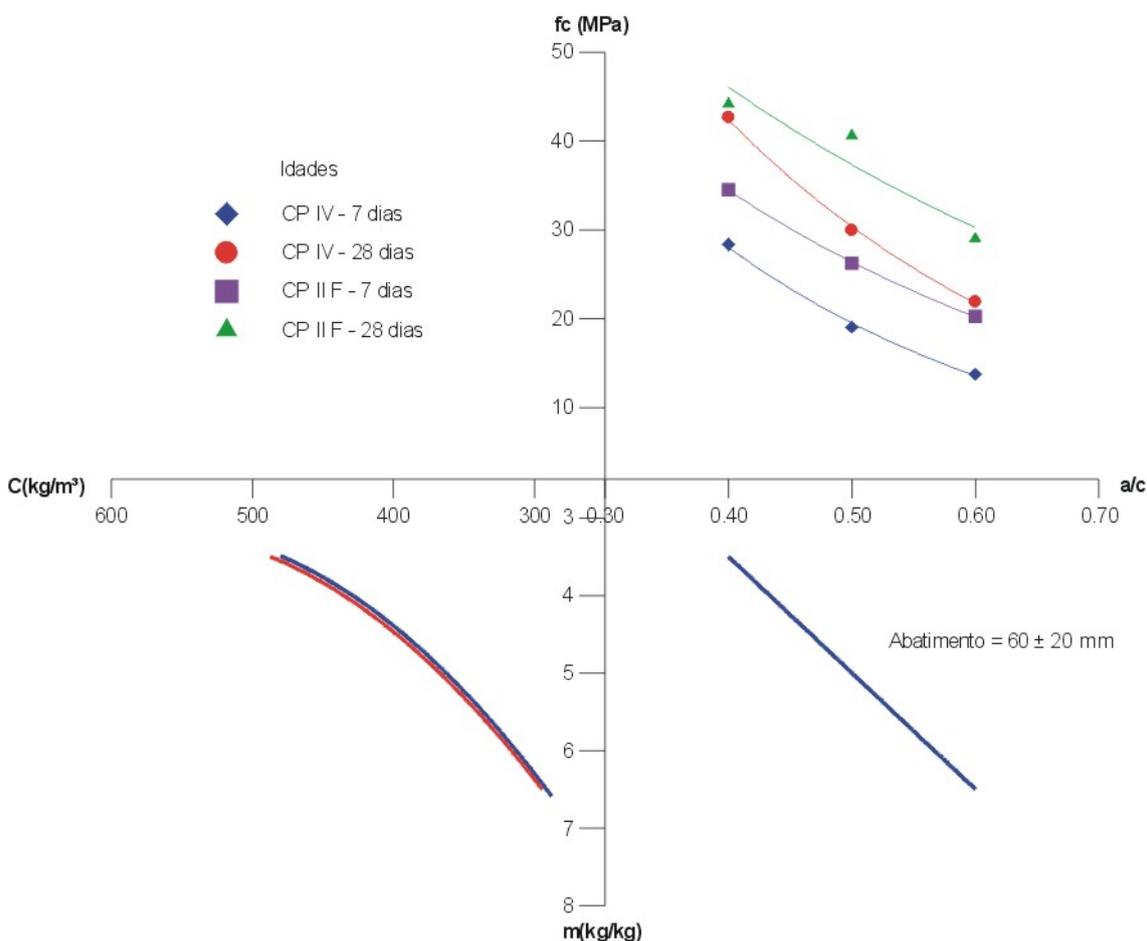


Figura 7.1 – Diagrama de dosagem dos concretos moldados.

A Tabela 7.1 apresenta resumidamente os resultados dos ensaios dos concretos com corpos-de-prova cilíndricos.

Tabela 7.1 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão, absorção capilar dos concretos e índice de vazios.

| Ensaio | a/c = 0,4 | | a/c = 0,5 | | a/c = 0,6 | |
|---|-----------|-------|-----------|-------|-----------|-------|
| | CPII F | CPIV | CPII F | CPIV | CPII F | CPIV |
| Resistência a | | | | | | |
| Compressão em 7 dias (MPa) NBR 5739:1994 | 34,53 | 28,38 | 26,27 | 19,04 | 20,27 | 13,77 |
| Resistência a | | | | | | |
| Compressão em 28 dias (MPa) NBR 5739:1994 | 44,18 | 42,69 | 40,62 | 29,96 | 29,03 | 21,91 |
| Absorção de água | | | | | | |
| por imersão (%) NBR 9778:1987 | 6,19 | 5,95 | 6,42 | 6,14 | 6,82 | 6,34 |
| Índice de vazios em | | | | | | |
| saturação (%) NBR 9778:1987 | 13,7 | 13,5 | 14,3 | 13,6 | 14,9 | 14,1 |

Os resultados apresentados na Tabela 7.1 e na Figura 7.1 mostram que a resistência à compressão dos concretos diminui quanto maior é a relação água/cimento. Os concretos moldados com cimento CPII F obtiveram melhores resultados de resistência a compressão que os concretos moldados com CPIV em todas as idades e relações água/cimento. Já para os ensaios de absorção e índice de vazios os concretos CPIV obtiveram melhor comportamento que os concretos CPII F obtendo menores índices de absorção de água e índice de vazios. Provavelmente os concretos com cimento CPIV apresentam menores absorções por causa do efeito da adição de pozolanas no cimento que tende a diminuir o tamanho dos poros no concreto.

7.2 Ensaio de corrosão acelerada induzida por cloretos

7.2.1 Dados eletroquímicos de corrosão

Nesta seção são apresentados e discutidos os resultados eletroquímicos (I_{corr} , E_{corr} e R_p) relativo aos ensaios de corrosão das armaduras (com tratamento e sem tratamento anti-

corrosivo de galvanização) em diferentes tipos de concretos moldados.

7.2.1.1 Densidade de corrente

As Figuras 7.2 a 7.7 mostram a comparação da densidade de corrente de armaduras galvanizadas (G) e não galvanizadas (C) em diferentes traços de concreto. Nas Figuras 7.2 a 7.4 são apresentados os resultados dos concretos com cimento CPIV e relação água/cimento de 0,4 a 0,6 e nas Figuras 7.5 a 7.7 são apresentados os resultados dos concretos com cimento CII F e relação água/cimento de 0,4 a 0,6. Observa-se que os valores da densidade de corrente de cada corpo-de-prova aumentam ao longo dos ciclos.

A densidade de corrente é o principal indicador da reação de corrosão nos metais (MONTEIRO, 2002). O início da despassivação das armaduras corresponde a faixa de 0,1 a 0,2 μ A/cm² e o início da moderada para alta taxa de corrosão corresponde a faixa de 0,5 a 1,0 μ A/cm² (LIU, 1996) conforme indicados nos gráficos das Figuras 7.2 a 7.7.

Os gráficos das Figuras 7.2 e 7.3 mostram que as armaduras sem tratamento anti-corrosivo utilizando o concreto com cimento CPIV com relação água/cimento 0,4 e 0,5, respectivamente, ultrapassaram o limite da passivação após o 7º ciclo mostrando ter atingido o início da corrosão, enquanto as armaduras galvanizadas não atingiram o limite mesmo após o 8º ciclo de corrosão. No caso do concreto com relação água/cimento 0,6 (Figura 7.4) ambas as armaduras ultrapassaram o limite da passivação próximo do 7º ciclo de corrosão, mostrando assim ser um concreto menos eficaz para a proteção das armaduras.

As armaduras dos concretos moldados com o cimento CII F mostradas nas Figuras 7.5 a 7.7 apresentam início da despassivação próximo ao 4º ciclo de corrosão, tendo até esta etapa valores de densidade de corrente de corrosão muito próximos para ambos os tipos de armaduras. Somente após a despassivação e início da alta taxa de corrosão é que ocorre uma tendência de diminuição desta densidade de corrente para as armaduras galvanizadas. Observa-se que após o 4º ciclo as armaduras apresentam rápida passagem para a alta taxa de corrosão, aspecto não observado para os concretos com cimento CPIV.

Em todos os casos as armaduras galvanizadas apresentam um melhor desempenho frente à corrosão em relação à armadura comum. Esta redução ocorre provavelmente porque o zinco tende a formar com as hidroxilas na área catódica o hidróxido insolúvel Zn(OH)₂, dificultando o processo corrosivo (GENTIL, 2003).

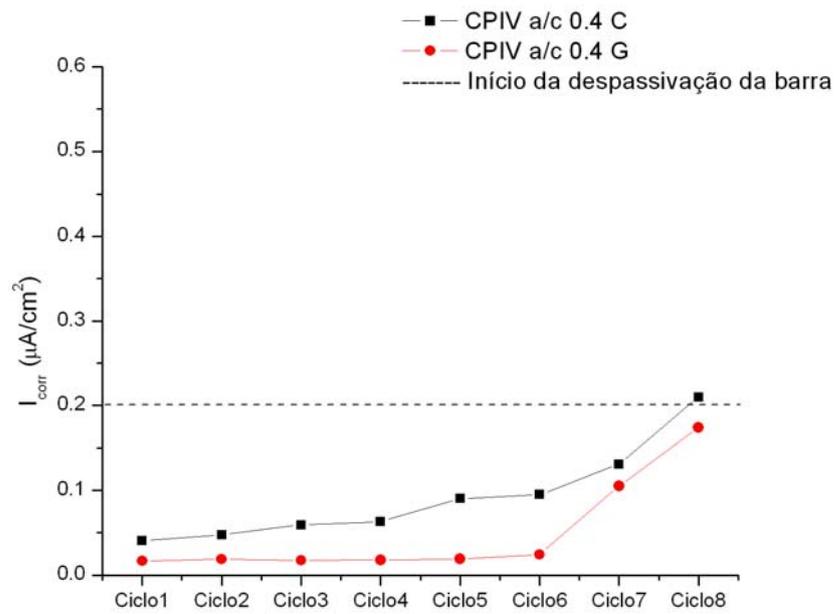


Figura 7.2 – Evolução comparativa da densidade de corrente da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,4.

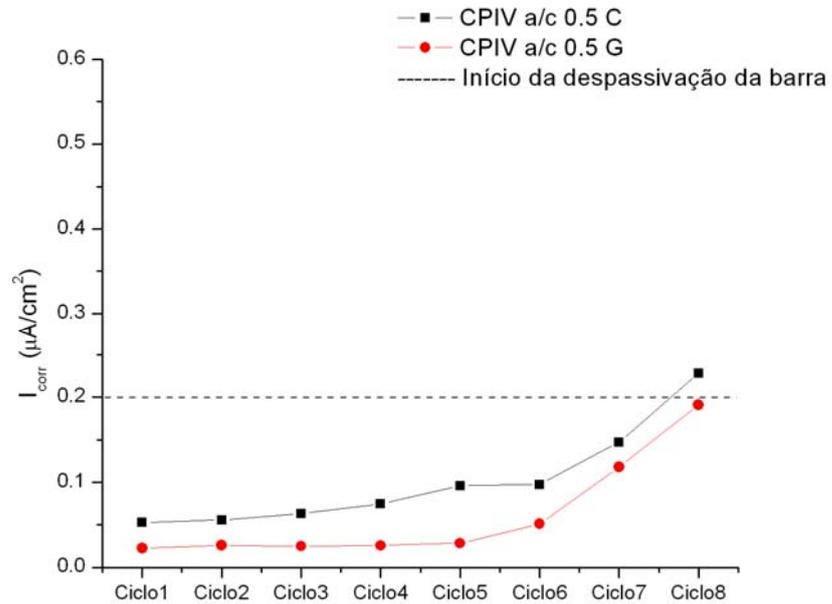


Figura 7.3 – Evolução comparativa da densidade de corrente da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,5.

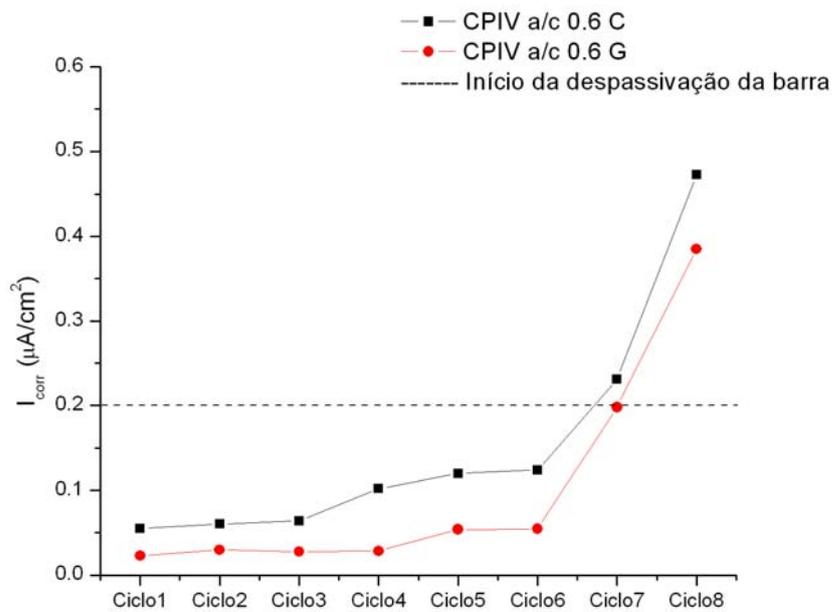


Figura 7.4 – Evolução comparativa da densidade de corrente da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,6.

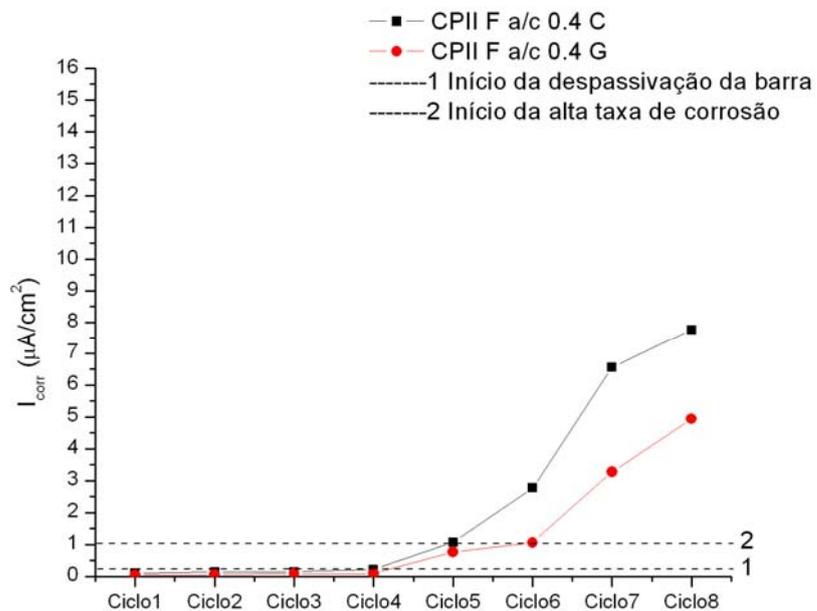


Figura 7.5 – Evolução comparativa da densidade de corrente da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPII F e relação água/cimento 0,4.

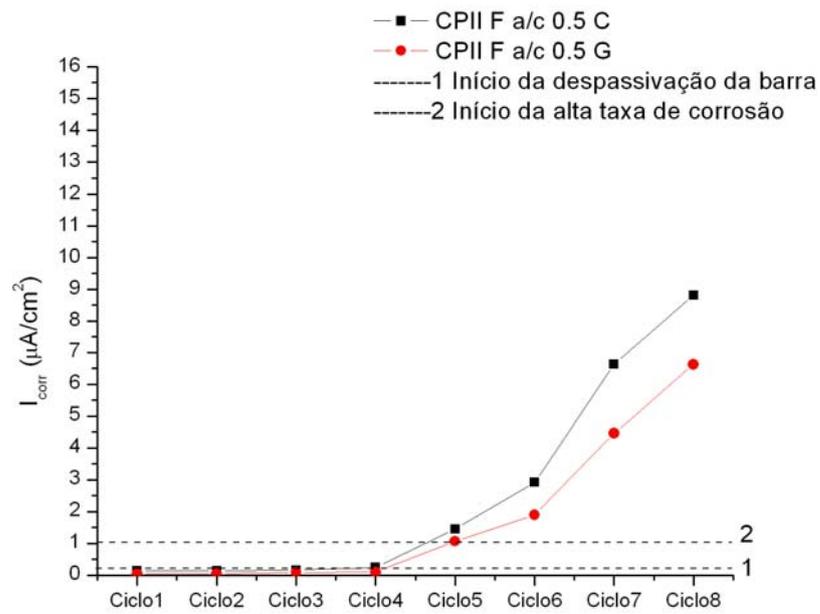


Figura 7.6 – Evolução comparativa da densidade de corrente da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,5.

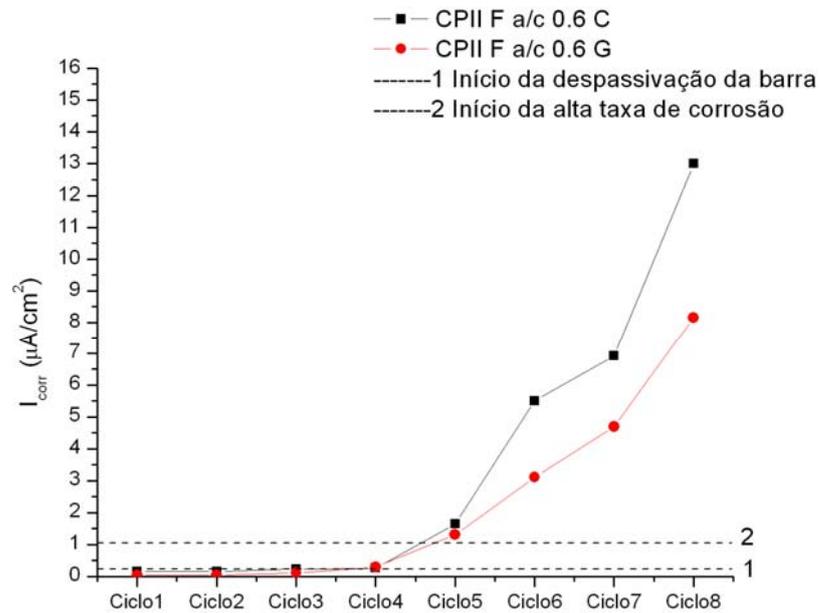


Figura 7.7 – Evolução comparativa da densidade de corrente da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,6.

Os concretos moldados com cimento CPIV mostraram-se mais duráveis frente à corrosão das armaduras. Isto se explica pela ação das pozolanas presentes neste cimento, pois, as pozolanas fixam o componente químico do cimento o Ca(OH)_2 responsável pela alcalinidade do concreto que auxilia a permanência do estado passivo das armaduras após a concretagem (NEVILLE, 1997). Além disso, a presença das pozolanas na pasta de cimento pode promover a redução do tamanho e do volume dos vazios e microfissuras, produzindo maior coesão da estrutura interna do concreto e redução da permeabilidade (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

As relações água/cimento apresentaram resultados que conferem com dados da literatura. Quanto maior a relação água/cimento mais propensão ao ataque de agentes agressivos, pois mais permeável é a estrutura interna do concreto, como é o caso da relação 0,6 que foi a que apresentou maior nível de corrosão das armaduras. O *ACI-Building Code* 318:2002 refere que para estruturas expostas a agentes agressivos as relações água/cimento mais indicadas são entre 0,4 e 0,5.

As Figuras 7.8 e 7.9 mostram a perda de massa e nível de penetração de corrosão das armaduras, respectivamente, calculados a partir dos dados de densidade de corrente para os concretos moldados com cimento CPIV.

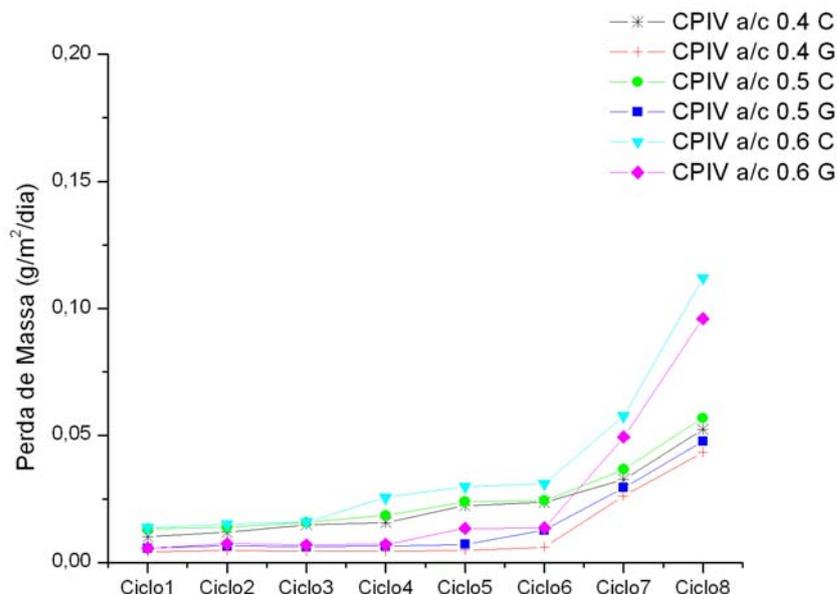


Figura 7.8 – Evolução comparativa da perda de massa das armaduras para os concretos moldados com cimento CPIV com armaduras comuns (C) e galvanizadas (G).

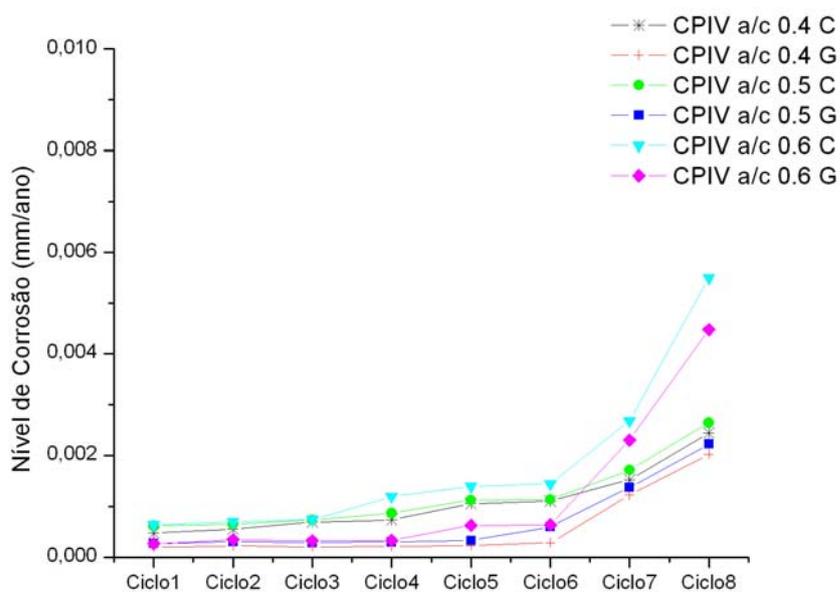


Figura 7.9 – Evolução comparativa do nível de penetração de corrosão das armaduras para os concretos moldados com cimento CPIV com armaduras comuns (C) e galvanizadas (G).

As Figuras 7.10 e 7.11 mostram a perda de massa e nível de penetração de corrosão das armaduras, respectivamente, calculados a partir dos dados de densidade de corrente para os concretos moldados com cimento CII F.

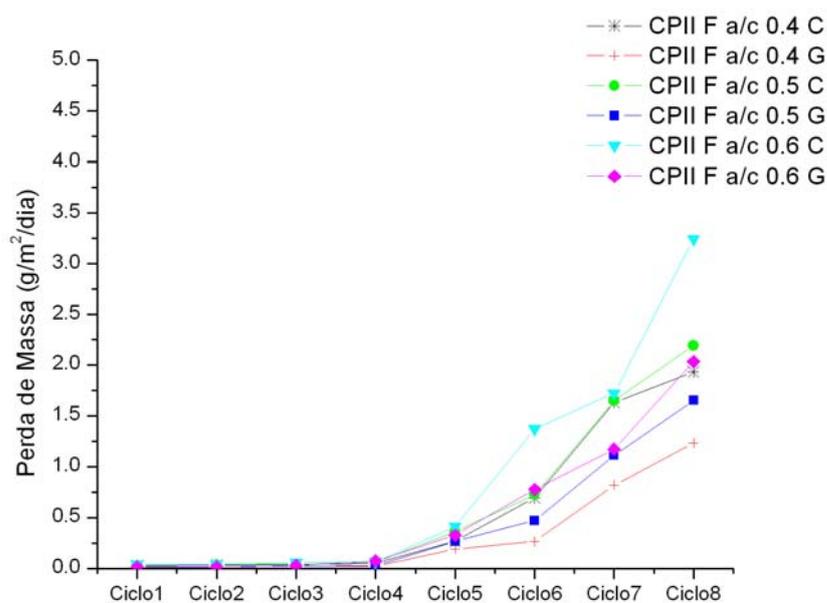


Figura 7.10 – Evolução comparativa da perda de massa das armaduras para os concretos moldados com cimento CII F com armaduras comuns (C) e galvanizadas (G).

Os concretos com cimento CPIV atingiram um valor máximo de 0,112 g/m²/dia de perda de massa e 0,00549 mm/ano de nível de corrosão no oitavo ciclo para a relação água/cimento 0,6, enquanto os concretos com cimento CII F chegaram a um valor máximo de 3,24 g/m²/dia para perda de massa e 0,151 mm/ano de nível de penetração da corrosão na armadura obtida também pela relação água/cimento 0,6 com armadura comum. Os valores máximos encontrados para o concreto com cimento CPIV correspondem a uma classificação de baixo para moderado estado de corrosão, já os valores máximos encontrados para o concreto com cimento CII F se encontram em um estado de elevada corrosão, classificação segundo HOLLINSHEAD (1998) para os valores encontrados. Observa-se que as armaduras dos concretos com o cimento CII F atingiram valores e conseqüentemente um estado de corrosão consideravelmente mais elevado que as armaduras dos concretos com CPIV.

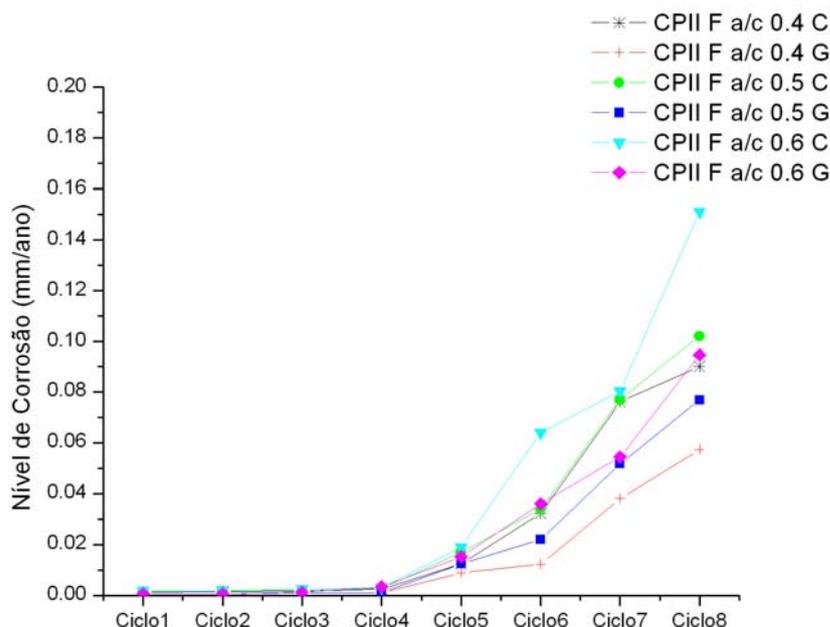


Figura 7.11 – Evolução comparativa do nível de penetração de corrosão das armaduras para os concretos moldados com cimento CII F com armaduras comuns (C) e galvanizadas (G).

7.2.1.2 Potencial de Corrosão

As Figuras 7.12 a 7.17 mostram a comparação do potencial de corrosão para armaduras galvanizadas e não galvanizadas em diferentes traços de concreto. Observa-se que na maioria dos casos o potencial tende a ficar mais negativo ao longo dos ciclos.

Nas Figuras 7.12 a 7.14 são apresentados os resultados de potencial de corrosão para os concretos moldados com cimento CPIV.

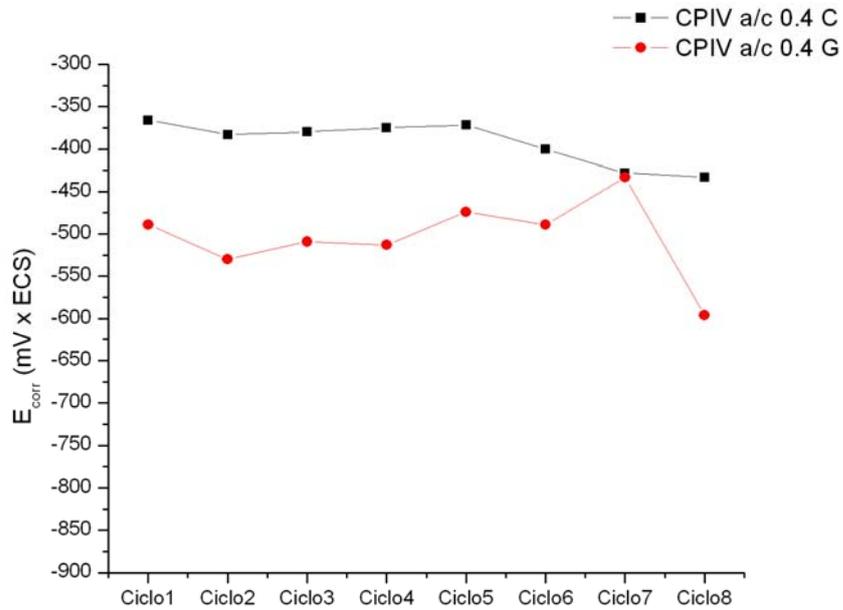


Figura 7.12 – Evolução comparativa do potencial de corrosão da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,4.

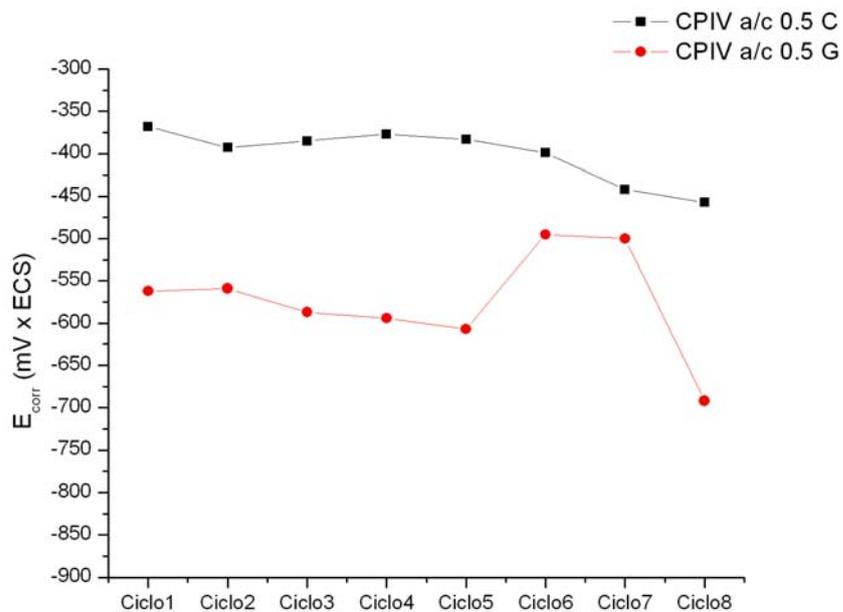


Figura 7.13 – Evolução comparativa do potencial de corrosão da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,5.

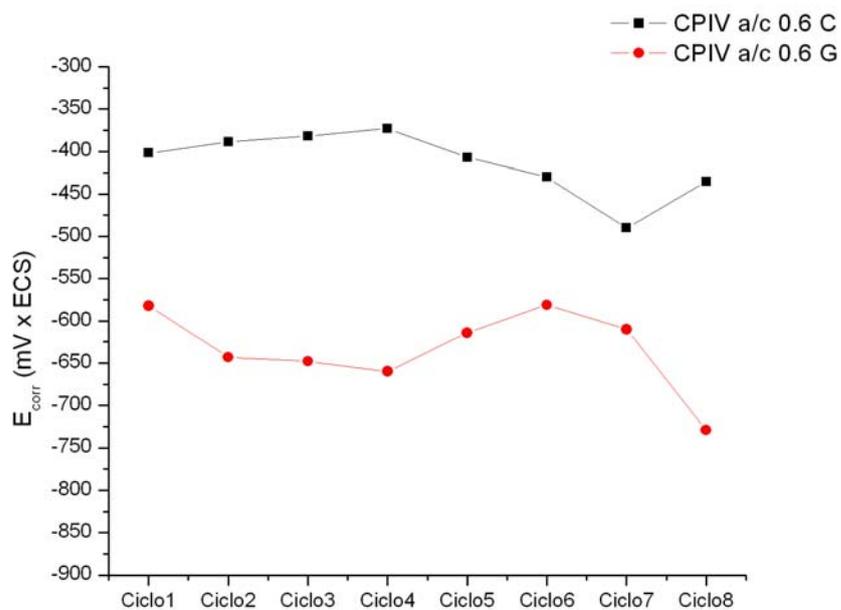


Figura 7.14 – Evolução comparativa do potencial de corrosão da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,6.

Nas Figuras 7.15 a 7.17 são apresentados os resultados de potencial de corrosão para os concretos moldados com cimento CII F.

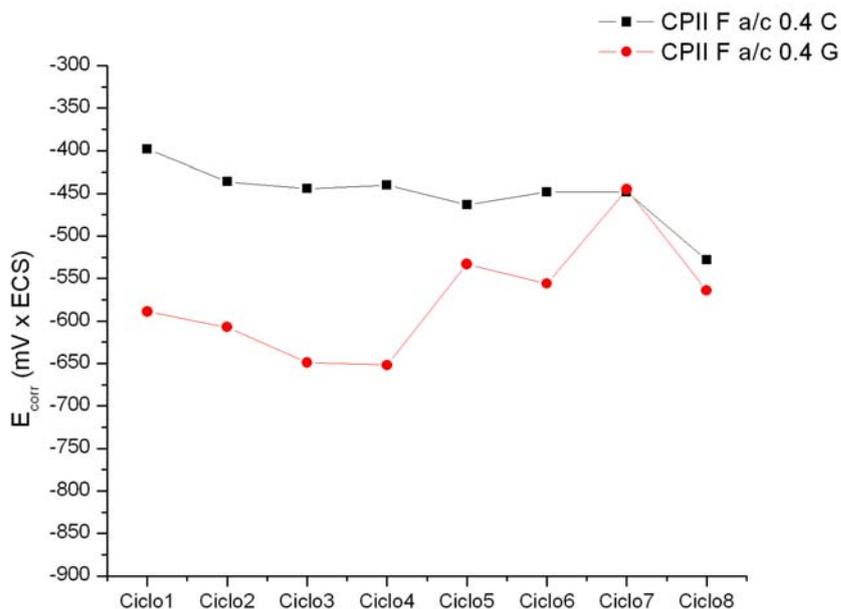


Figura 7.15 – Evolução comparativa do potencial de corrosão da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,4.

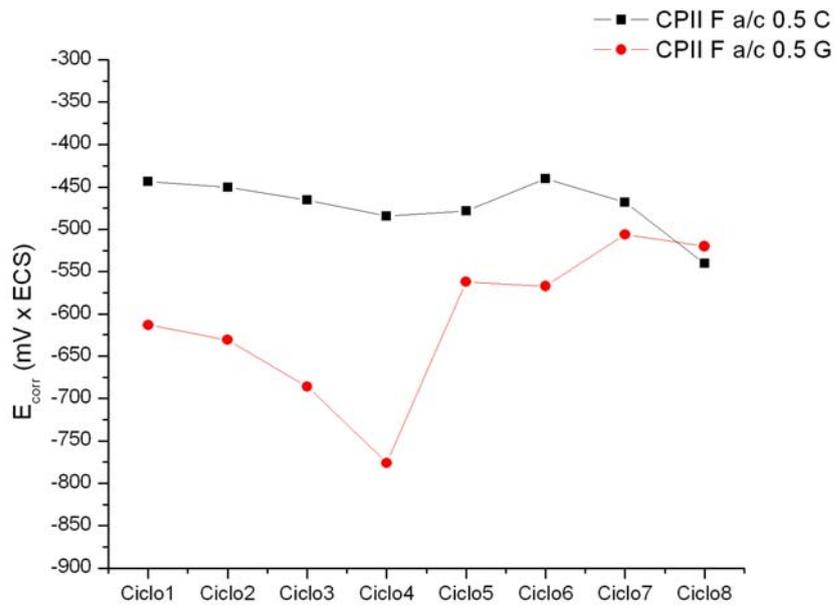


Figura 7.16 – Evolução comparativa do potencial de corrosão da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,5.

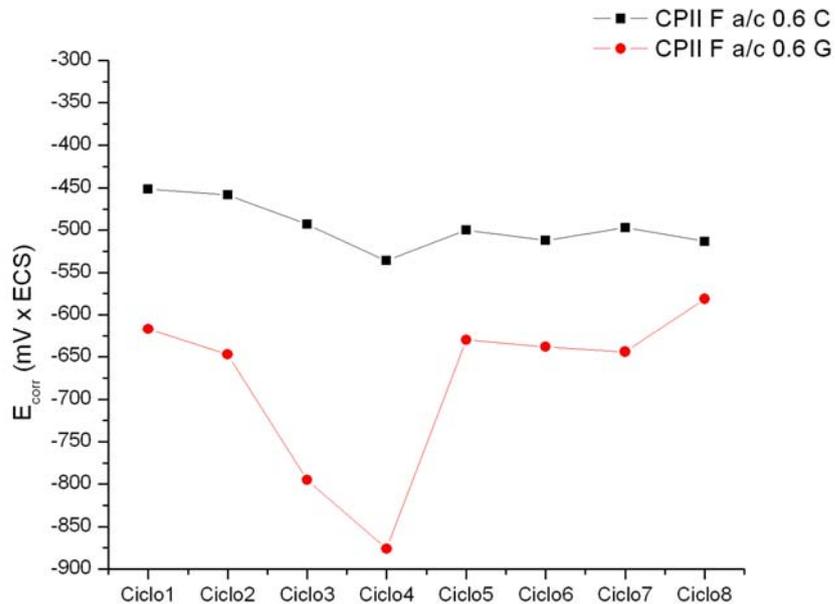


Figura 7.17 – Evolução comparativa do potencial de corrosão da armadura comum (C) e armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,6.

Novamente observa-se um melhor desempenho dos concretos com cimento CII F apresentando potenciais menos negativos de corrosão que os concretos com cimento CII F.

Os concretos com cimento CPIV apresentaram a partir do 5º ciclo menor variação de potencial de corrosão entre as armaduras comuns e galvanizadas. Somente é observada uma queda mais significativa do potencial de corrosão das armaduras galvanizadas após o 7º ciclo, onde pode ter o início da dissolução do zinco. A armadura galvanizada com o concreto de relação água/cimento 0,4 atingiu um potencial de corrosão no 8º ciclo próximo de -600mV, enquanto com o concreto de relação água/cimento 0,5 atingiu um valor próximo de -700mV e com o concreto de relação água/cimento 0,6 chegou a um valor próximo de -750mV, observando-se assim um melhor desempenho para o concreto com relação água/cimento 0,4, já que para as armaduras comuns esse concreto também apresentou melhores resultados (Figura 7.12).

Os concretos com cimento CII F apresentaram piores resultados frente a corrosão para as armaduras comuns e galvanizadas ocorrendo queda no potencial de corrosão das armaduras galvanizadas próximo do 4º ciclo onde ocorre uma provável dissolução do zinco.

Nos gráficos de potencial de corrosão as armaduras galvanizadas apresentam potenciais mais negativo que as armaduras comuns. Isto se explica pelo fato do zinco ser um metal mais anódico e ativo que o aço, tendo assim um potencial mais negativo, servindo neste caso como um ânodo de sacrifício para aço protegendo o contra a corrosão.

CABRAL (2000) utilizou armaduras com pintura de zinco como sistema de reparo contra a corrosão e também verificou que os potenciais foram mais negativos que as armaduras comuns, observando valores de potenciais em torno de -690mV (ECS), próximos aos valores aqui encontrados.

7.2.1.3 Resistência de Polarização

As Figuras 7.18 a 7.23 mostram a comparação da resistência de polarização das armaduras para cada corpo-de-prova, onde em todos os casos se observa que os valores da resistência de polarização tende a diminuir ao longo dos ciclos.

Nas Figuras 7.18 a 7.20 são apresentados os resultados de resistência de polarização para os concretos moldados com cimento CPIV.

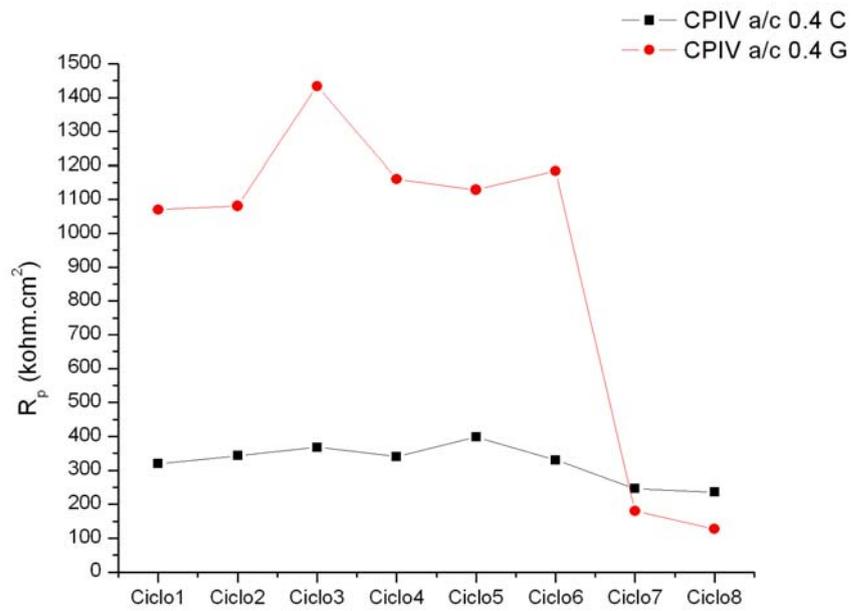


Figura 7.18 – Evolução comparativa da resistência de polarização da armadura comum (C) e da armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,4.

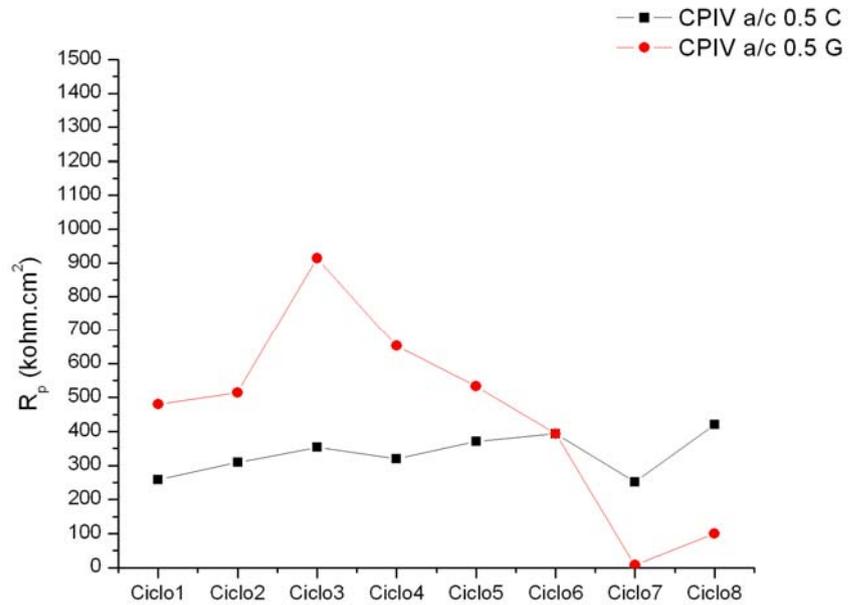


Figura 7.19 – Evolução comparativa da resistência de polarização da armadura comum (C) e da armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,5.

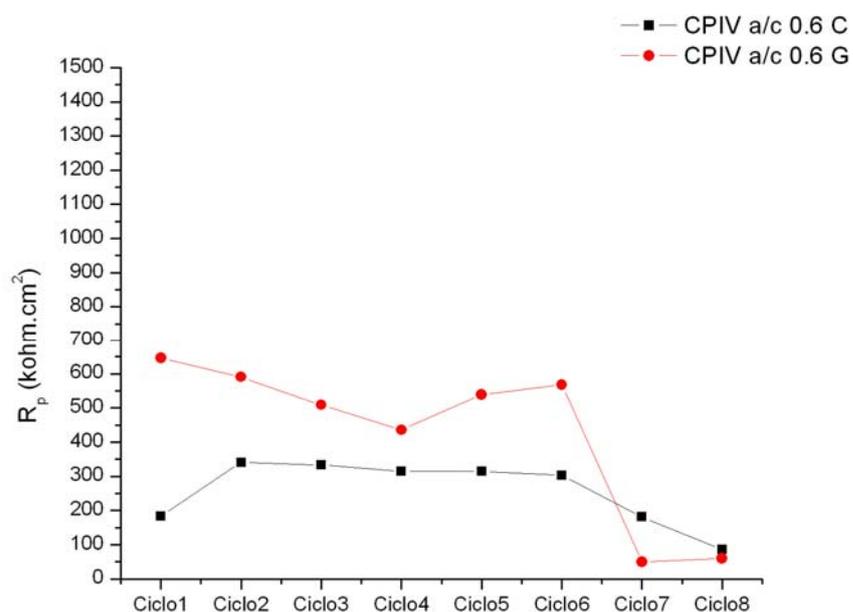


Figura 7.20 – Evolução comparativa da resistência de polarização da armadura comum (C) e da armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CIPV e relação água/cimento 0,6.

Nas Figuras 7.21 a 7.23 são apresentados os resultados de resistência de polarização para os concretos moldados com cimento CII F.

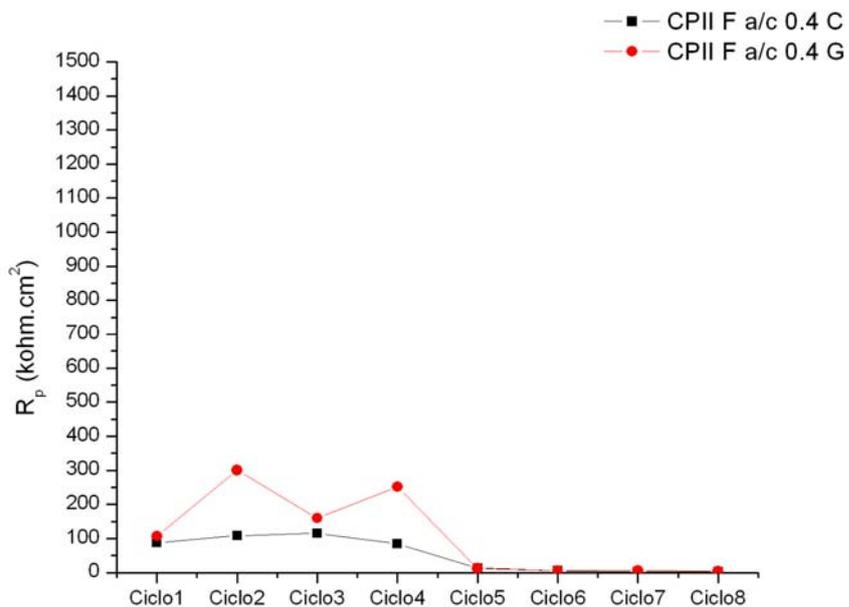


Figura 7.21 – Evolução comparativa da resistência de polarização da armadura comum (C) e da armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,4.

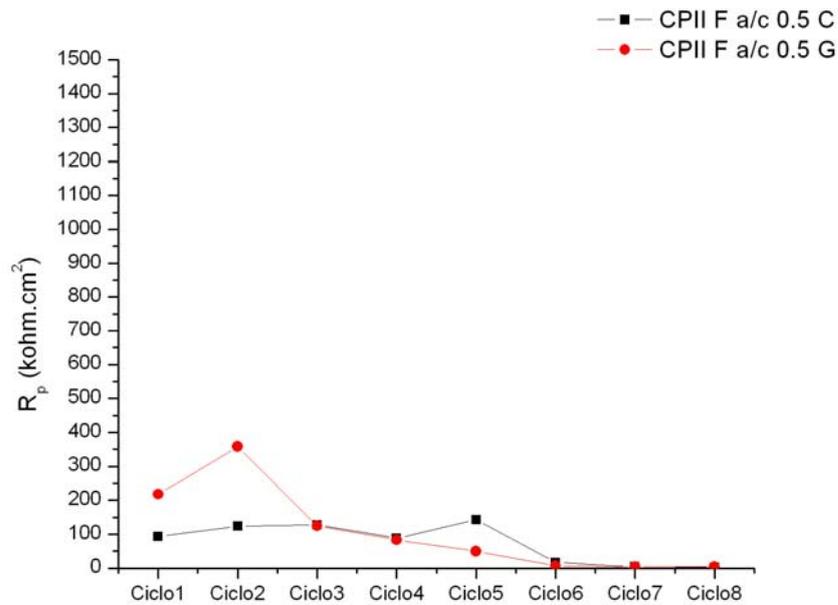


Figura 7.22 – Evolução comparativa da resistência de polarização da armadura comum (C) e da armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPII F e relação água/cimento 0,5.

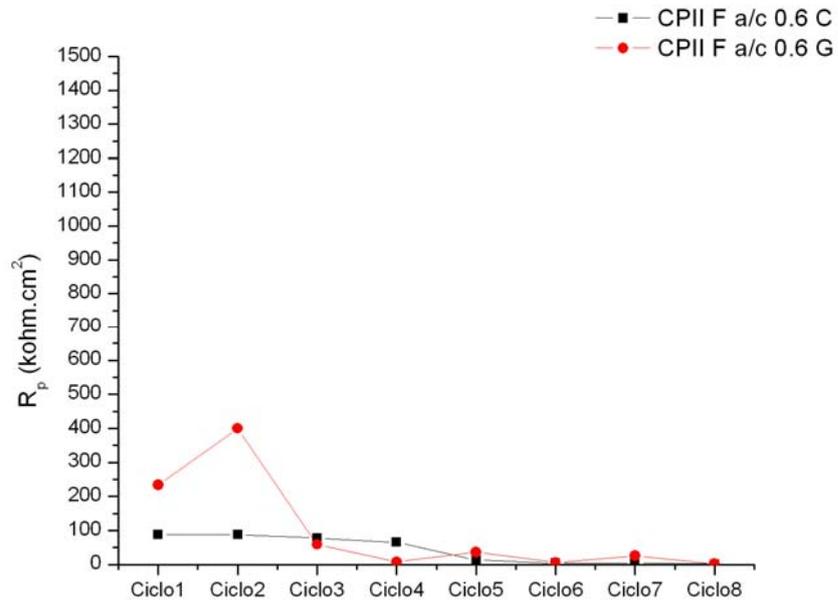


Figura 7.23 – Evolução comparativa da resistência de polarização da armadura comum (C) e da armadura galvanizada (G) para o concreto com cimento CPII F e relação água/cimento 0,6.

Para todos os concretos os valores de resistência de polarização foram elevados provavelmente por causa da compacidade dos concretos moldados.

Os concretos com adição de pozolanas, ou seja, com cimento CPIV apresentaram valores mais elevados de resistência de polarização das armaduras, justamente pelo efeito pozolânico no concreto que reduz o tamanho dos poros, dificultando a ocorrência da corrosão (CABRAL, 2000).

Para os concretos com cimento CPIV houve um decréscimo na resistência de polarização após 7º ciclo, possivelmente pela dissolução do zinco nas armaduras galvanizadas por ação dos íons cloreto. Esse decréscimo de resistência de polarização é observado nos concretos com cimento CII F próximo ao 4º ciclo.

Os valores de resistência de polarização para as armaduras galvanizadas são mais elevados inicialmente, ocorrendo uma variação ao longo dos ciclos até chegar a uma resistência próxima ao da armadura comum. Isto ocorre porque a barreira para a ocorrência de corrosão das armaduras galvanizadas é maior que para as armaduras sem galvanização, e as variações de valores observados nas armaduras galvanizadas podem ser influência das características dos produtos de corrosão gerados, como por exemplo, o $Zn(OH)_2$ que tende a cessar o processo corrosivo por ter características de insolubilidade até acontecer dos cloretos destruírem esta barreira, que ocorre provavelmente quando os valores de R_p das armaduras galvanizadas ficam próximas ao das armaduras não galvanizadas.

A resistência de polarização pode chegar a 2kohm.cm^2 para os casos de corrosão mais severa das armaduras como no caso dos concretos com cimento CII F e pode variar em torno de 500kohm.cm^2 para as armaduras que encontram em estado passivo (ELSENER, 2005). Nos gráficos de resistência de polarização observou-se que os valores abaixo de 100kohm.cm^2 é onde provavelmente ocorre o início de uma corrosão mais severa, em um estudo sobre a resistência de polarização KHATRI *et al* (2003) consideram que um nível crítico de resistência de polarização seria aproximadamente em 10kohm.cm^2 onde ocorre o aparecimento de manchas dos produtos de corrosão na superfície do concreto independentemente do tipo de cimento utilizado no concreto.

7.2.2 Verificação dos produtos de corrosão após o processo final dos ensaios

Após a realização dos ensaios de corrosão, todos os corpos-de-prova foram rompidos para a observação dos produtos de corrosão formados, os quais foram registrados fotograficamente para a análise visual (Figuras 7.24 a 7.37), por microscopia eletrônica para análise microscópica e por EDS para análise dos produtos de corrosão formados (Figuras 7.38

a 7.47), sendo que para as duas últimas técnicas só observou-se os casos que apresentaram maior nível de corrosão, ou seja, os concretos com cimento CPII F com relação água/cimento 0,5 e 0,6 com armaduras comuns e galvanizadas.

7.2.2.1 Aspectos macroscópicos dos produtos de corrosão

Na armadura do concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,4 (Figura 7.24) observa-se o início da formação dos produtos de corrosão em uma área reduzida da armadura, indicado pela seta. Esta corrosão apresenta coloração preta, característica da formação da magnetita (Fe_2O_4) que é produzida a partir do hidróxido de ferro (II) em um meio não aerado (GENTIL, 2003).



Figura 7.24 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CPIV e relação água/cimento 0,4 com armadura comum após os ciclos de corrosão.

A armadura galvanizada do concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,4 (Figura 7.25) apresenta um produto de corrosão branco na área indicada pela seta, caracterizada provavelmente pela formação do hidróxido de zinco, $\text{Zn}(\text{OH})_2$.

No caso da armadura comum do concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,5 (Figura 7.26) observa-se a formação predominantemente dos produtos de corrosão com coloração castanho-alaranjada, na área indicada pela seta, característica da formação do hidróxido de ferro (III).



Figura 7.25 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CPIV e relação água/cimento 0,4 com armadura galvanizada após os ciclos de corrosão.



Figura 7.26 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CPIV e relação água/cimento 0,5 com armadura comum após os ciclos de corrosão.

A armadura galvanizada do concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,5 (Figura 7.27) as setas apresentam a possível formação do hidróxido de zinco nas áreas com produtos de corrosão branca e em áreas reduzidas um produto de corrosão com coloração preta com características forte adesão a armadura que se encontra sob a camada porosa da corrosão branca.



Figura 7.27 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CPIV e relação água/cimento 0,5 com armadura galvanizada após os ciclos de corrosão.

No caso da armadura do concreto com cimento CPIV e relação água/cimento 0,6 (Figura 7.28) a seta mostra os produtos de corrosão que se apresentam predominantemente na coloração castanho-alaranjada característica da formação do $\text{Fe}(\text{OH})_3$, produto formado em zonas mais aeradas representante das regiões catódicas da armadura e em regiões reduzidas ocorre provavelmente a formação da magnetita com características anódicas. Observa-se que os produtos de corrosão ocupam diferentes áreas da armadura, representando uma corrosão com formação heterogênea apresentando pequenos pites na camada de produtos de corrosão.

Na Figura 7.29 também se observa a formação de produtos de corrosão de coloração branca e preta para o zinco indicadas pelas setas. Observa-se que parte dos produtos de corrosão branca se despende no concreto após a remoção da armadura por ser mais poroso.

Em um estado mais avançado de corrosão que as armaduras dos concretos com cimento CPIV, a armadura comum (Figura 7.30) do concreto com cimento CII F com relação água/cimento 0,4 apresenta uma área maior de corrosão e com maior variação de colorações dos produtos de corrosão, havendo uma forte marcação das regiões catódica e anódica. A primeira seta indica uma região anódica com uma aparente redução de área, e a segunda seta indica uma região catódica com uma deposição de produtos de corrosão de coloração alaranjada.

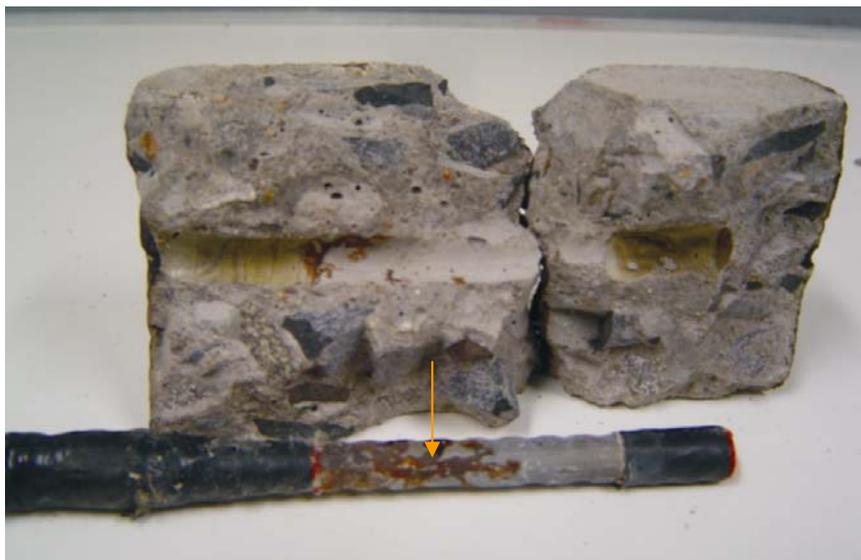


Figura 7.28 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CPIV e relação água/cimento 0,6 com armadura comum após os ciclos de corrosão.



Figura 7.29 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CPIV e relação água/cimento 0,6 com armadura galvanizada após os ciclos de corrosão.

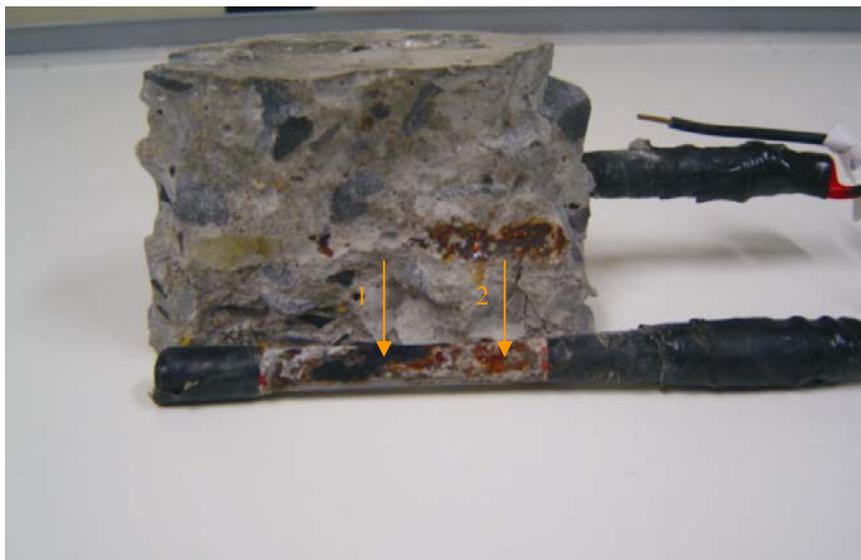


Figura 7.30 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CII F e relação água/cimento 0,4 com armadura comum após os ciclos de corrosão.

Na armadura galvanizada do concreto com cimento CII F com relação água/cimento 0,4 (Figura 7.31) observa-se na primeira seta a formação de uma terceira cor de corrosão para o zinco identificada pela coloração amarelada que pode significar maior aeração desta área, pois é a camada mais externa dos produtos de corrosão. A segunda seta mostra uma grande concentração de produtos de corrosão branca no concreto em uma zona que não houve contato direto com a armadura, mostrando uma intensa corrosão da armadura galvanizada.



Figura 7.31 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CII F e relação água/cimento 0,4 com armadura galvanizada após os ciclos de corrosão.

A corrosão das armaduras tende a ficar generalizada quanto maior a relação água/cimento do concreto, no caso a Figura 7.32 apresenta a armadura com poucas áreas que não se observa formação dos produtos de corrosão, tornando difícil a distinção dos produtos de corrosão formados na superfície do metal.



Figura 7.32 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CII F e relação água/cimento 0,5 com armadura comum após os ciclos de corrosão.

A armadura galvanizada do concreto com cimento CII F com relação água/cimento 0,5 (Figura 7.33) apresenta uma volumosa formação dos produtos de corrosão para o zinco e uma área maior de formação de produtos de corrosão de coloração amarelada, indicada pelas setas.

A armadura do concreto com cimento CII F com relação água/cimento 0,6 (Figura 7.34) é a que apresentou maior nível de corrosão, tendo produtos de corrosão por toda a superfície exposta da armadura. O detalhe da armadura pode ser visto na Figura 7.35, onde pode se notar a área de consumo do metal com a formação de alvéolos e pites (área anódica) e a área de expansão dos produtos de corrosão sobre a superfície do metal (área catódica).

A armadura galvanizada do concreto com cimento CII F com relação água/cimento 0,6 (Figura 7.36) é o caso de maior nível de corrosão entre todas as armaduras galvanizadas, apresentando um grande acúmulo de produtos de corrosão na sua superfície, onde uma vista ampliada para esta armadura é mostrada na Figura 7.37. No detalhe desta armadura é possível identificar que a zona de corrosão preta parece ser a área anódica da armadura pois ocorre o consumo do metal e a corrosão branca parece ser a área catódica do zinco pois ela se deposita e se expande sobre a camada preta.

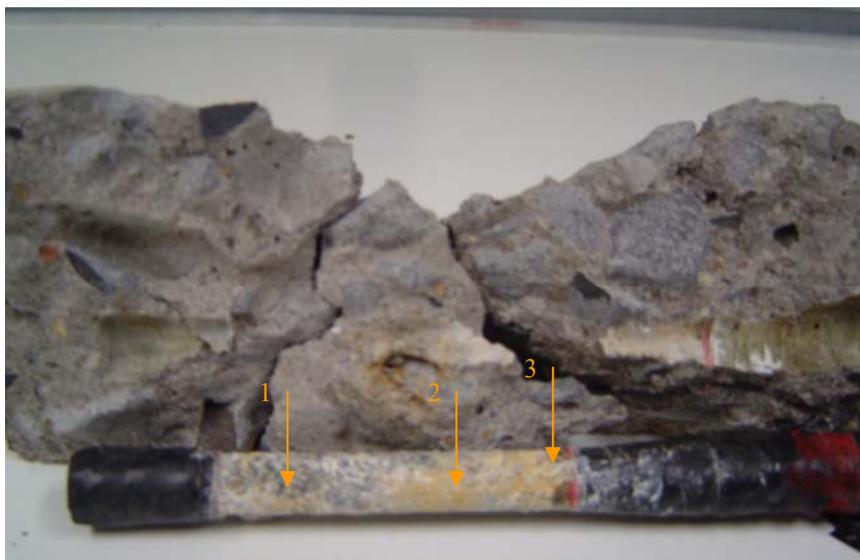


Figura 7.33 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CII F e relação água/cimento 0,5 com armadura galvanizada após os ciclos de corrosão.



Figura 7.34 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CII F e relação água/cimento 0,6 com armadura comum após os ciclos de corrosão.

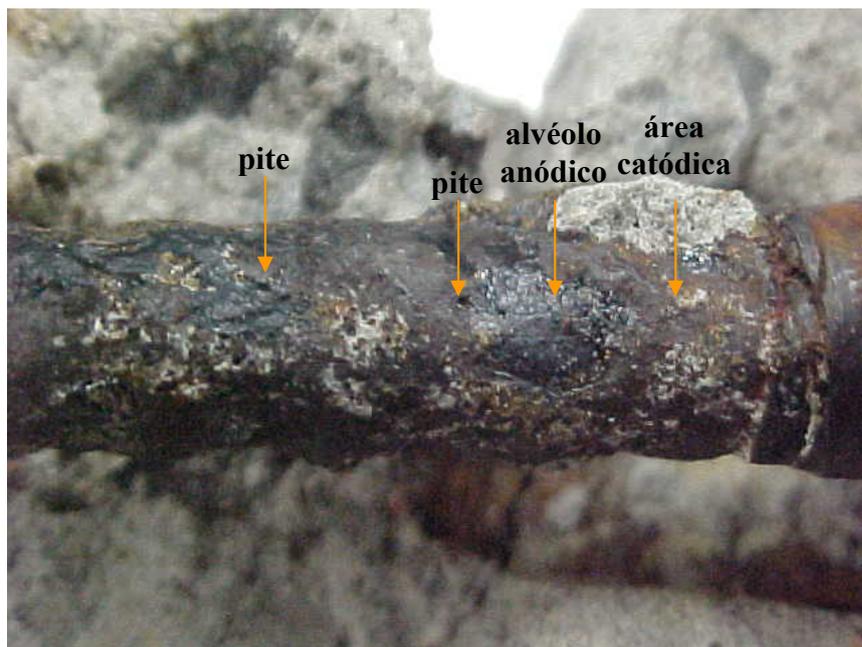


Figura 7.35 – Detalhe do corpo-de-prova com cimento CII F e relação água/cimento 0,6 com armadura comum após os ciclos de corrosão.



Figura 7.36 – Fotografia do corpo-de-prova com concreto de cimento CII F e relação água/cimento 0,6 com armadura galvanizada após os ciclos de corrosão.

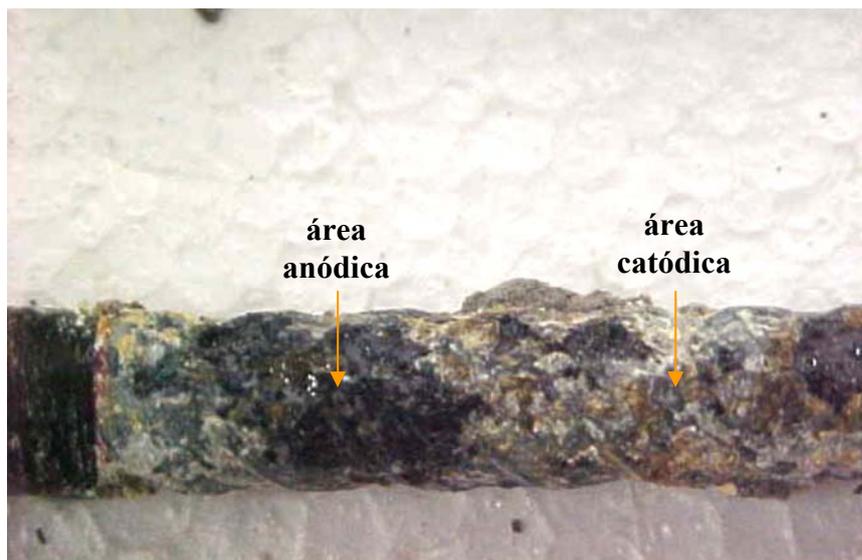
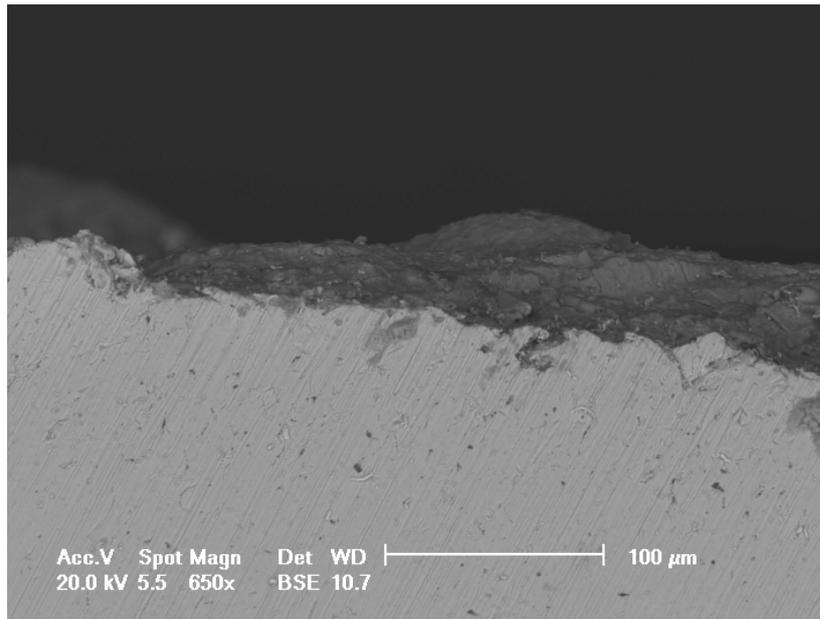


Figura 7.37 – Detalhe do corpo-de-prova com concreto de cimento CII F e relação água/cimento 0,6 com armadura galvanizada após os ciclos de corrosão.

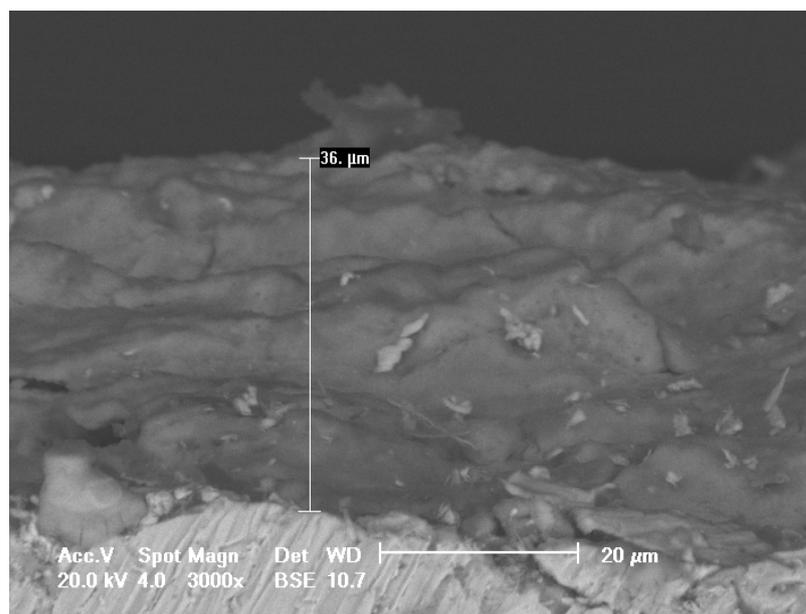
7.2.2.2 Aspectos microscópicos dos produtos de corrosão

As Figuras 7.38a e 7.38b mostram a vista transversal no MEV da armadura comum retirada do concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,5 e a Figura 7.39 mostra os dados da análise por EDS. A análise microestrutural mostra que a armadura apresenta irregularidades na formação dos produtos de corrosão, características da corrosão galvânica.

Foi escolhida uma região na armadura da Figura 7.38a que apresentou uma melhor linearidade e continuidade da formação dos produtos de corrosão (Figura 7.38b) para medir a espessura dos produtos de corrosão e fazer o EDS (Figura 7.39). Na região medida obteve-se uma espessura de 36 μm , para os produtos de corrosão valor que pode ser considerado pequeno. Contudo, é importante salientar que certa quantidade de produtos de corrosão se desprende na hora da extração da armadura do concreto. Estes produtos de corrosão que se desprendem geralmente são da região catódica (zona aerada) que é mais porosa e que certa quantidade geralmente acaba penetrando nos poros do concreto.



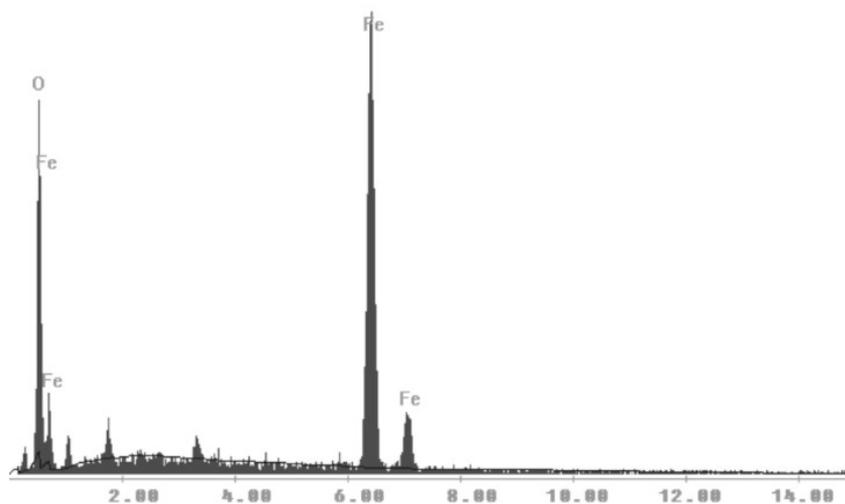
(a)



(b)

Figura 7.38 – Imagem obtida no MEV mostrando a formação dos produtos de corrosão na armadura comum retirada do concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,5 após ser submetida aos ciclos de corrosão.

O EDS da Figura 7.39 confirma a presença de produtos de corrosão pelo excesso de oxigênio mostrado na Figura 7.38b.



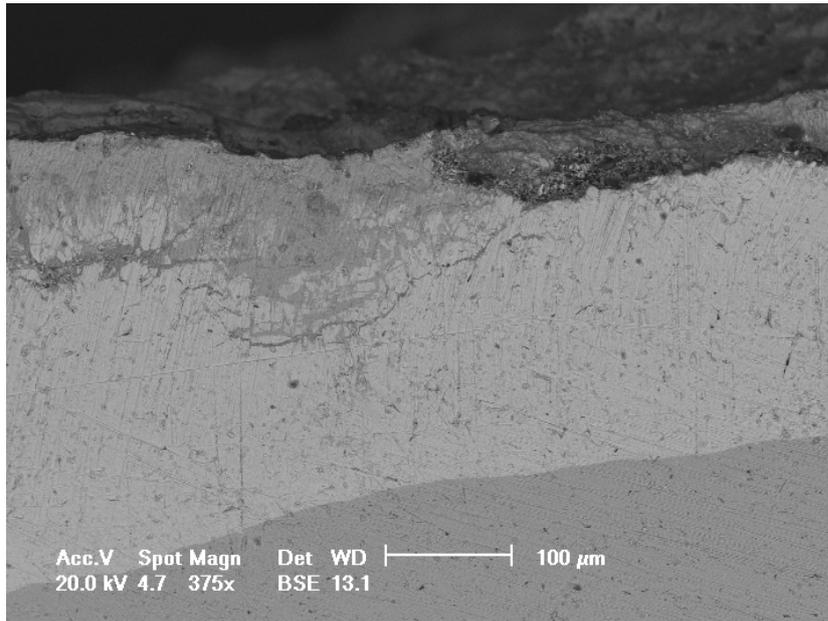
| Elemento | % Peso |
|----------|-----------|
| O | 30,60 |
| Fe | 69,40 |

Figura 7.39 – Espectro de EDS dos produtos de corrosão na armadura comum retirada do concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,5 após os ciclos de corrosão.

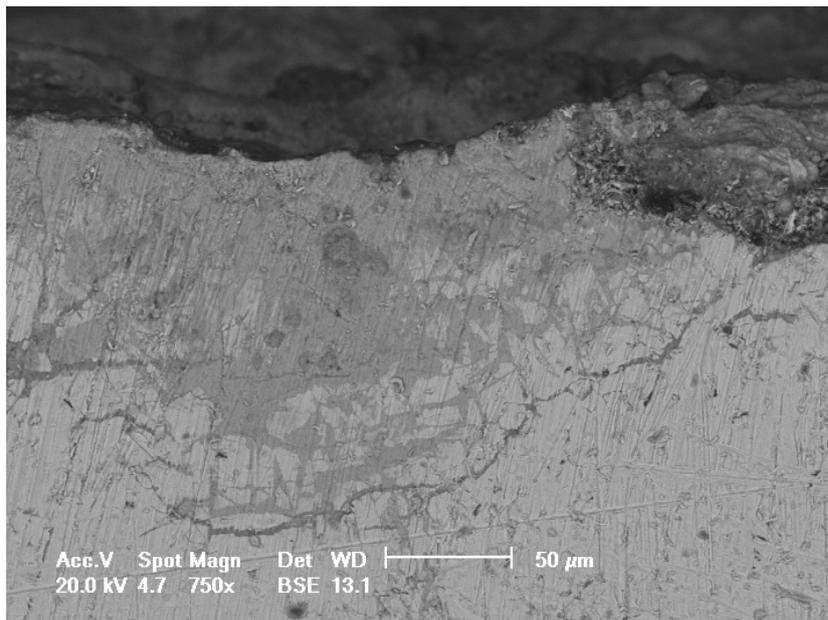
As Figuras 7.40a, 7.40b e 7.41 mostram imagens no MEV e o EDS, respectivamente, da armadura galvanizada do concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,5.

As Figuras 7.40a e 7.40b mostram a mesma região da armadura com magnitudes diferentes, mostrando a formação dos produtos de corrosão do zinco e a presença de fissuras na base desta corrosão. A camada de zinco apresenta um comportamento de material frágil e quebradiço.

O EDS realizado na armadura galvanizada (Figura 7.41) confirma a presença de corrosão e a presença de cloreto fixado na camada.

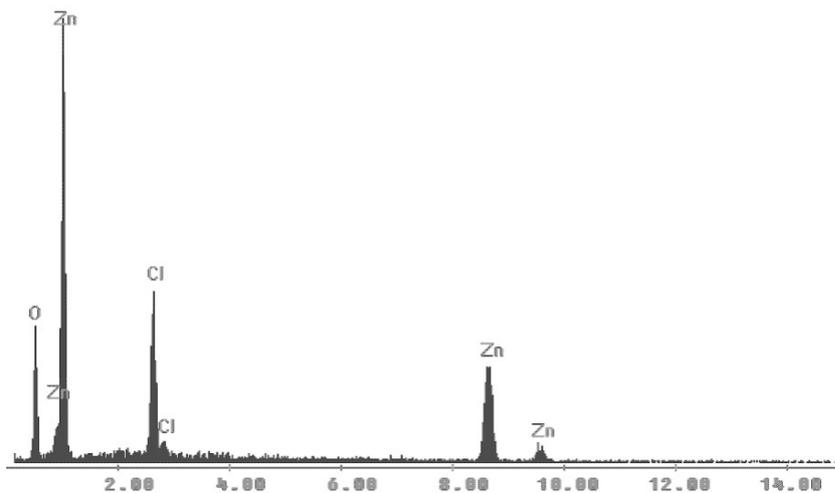


(a)



(b)

Figura 7.40 – Imagem obtida no MEV mostrando a formação dos produtos de corrosão na armadura galvanizada retirada do concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,5 após os ciclos de corrosão.



| Elemento | % |
|----------|-------|
| O | 29.02 |
| Zn | 58.58 |
| Cl | 12.41 |

Figura 7.41 – Espectro de EDS dos produtos de corrosão na armadura galvanizada retirada do concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,5 após os ciclos de corrosão.

A armadura da Figura 7.42 confirma ter uma espessura de produtos de corrosão próxima encontrado na armadura comum do concreto com cimento CII F com relação água/cimento 0,5, Figura 7.38b.

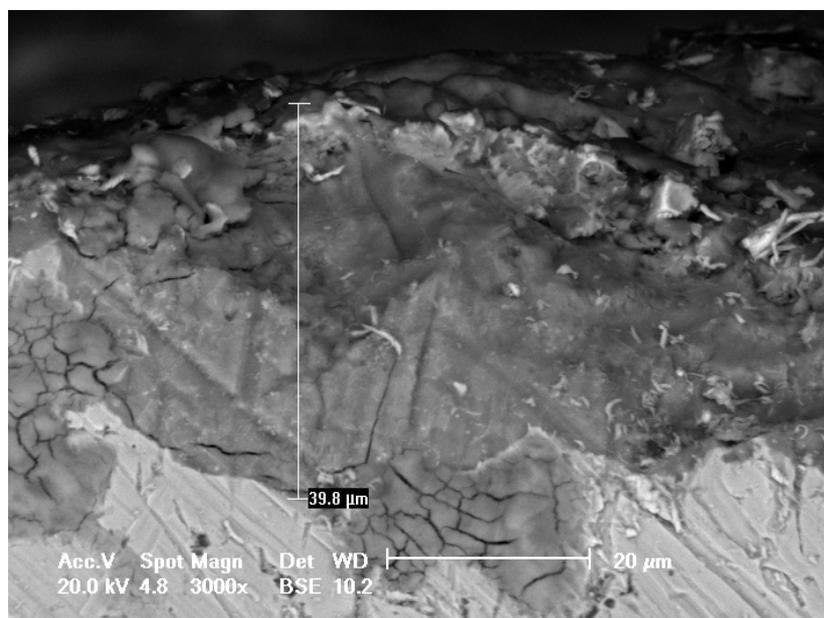


Figura 7.42 – Imagem obtida no MEV mostrando a formação dos produtos de corrosão na armadura comum retirada do concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,6 após os ciclos de corrosão.

A percentagem em peso de oxigênio e ferro presente nos produtos de corrosão determinados para a armadura comum do concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,6 por EDS foram de 33,18% e 66,82%, respectivamente, valores estes

similares aos encontrados para a armadura comum do concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,5.

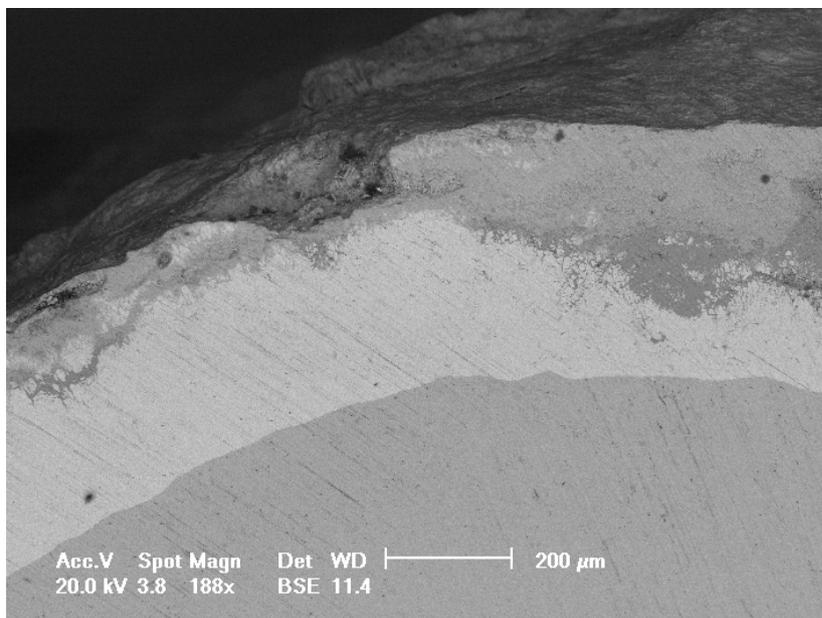


Figura 7.43 – Imagem obtida no MEV da formação dos produtos de corrosão na armadura galvanizada retirada do concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,6 após os ciclos de corrosão.

A formação dos produtos de corrosão nas armaduras galvanizadas foi maior que nas armaduras comuns isto ocorre provavelmente porque a camada de zinco é mais porosa e quebradiças que o aço, facilitando assim a grande penetração de agente agressivos em algumas áreas (Figura 7.43).

As percentagens encontradas em peso de oxigênio, zinco e cloreto presente nos produtos de corrosão determinados para a armadura galvanizada do concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,6 por EDS foram de 33,64%, 51,62% e 13,20%, respectivamente, valores estes similares aos encontrados para a armadura galvanizada do concreto com cimento CII F e relação água/cimento 0,5.

7.3 Resultados do modelamento numérico para ensaio de aderência

7.3.1 Dados numéricos de aderência

O gráfico da Figura 7.44 apresenta os resultados dos dados numéricos de aderência para os concretos com cimento CII F e CII F com relação água/cimento 0,5. Os dados de

aderência por nível de corrosão mostram que a faixa de maior aderência se encontra na região de 0,025 a 0,1mm de camada de corrosão, ou seja, os valores de aderência que estão para o lado esquerdo da linha pontilhada (ponto máximo) traçada no gráfico. Ultrapassando essa linha para o lado direito a força de aderência diminui rapidamente até chegar a um valor próximo à 2MPa com uma espessura de 0,35mm de corrosão. A partir daí, as variações não são grandes. O valor mínimo encontrado foi próximo a 1.75MPa em 0,6mm de penetração de corrosão para ambos concretos.

Os corpos-de-prova com armadura comum moldados experimentalmente não ultrapassam os valores delimitados pela linha tracejada do gráfico por apresentarem níveis de penetração de corrosão abaixo de 0,1mm, como determinado no microscópio eletrônico para casos mais críticos de corrosão, isto significa que ainda estes encontram-se na região satisfatória de aderência com o concreto.

Não houve praticamente variação tensão de aderência por nível de corrosão entre os dois traços de concretos simulados, como mostra a Figura 7.44. Isto pode ser explicado pelo fato do arrancamento da armadura envolver forças de cisalhamento, onde a resistência de todos os tipos de concretos tende a ser baixa e semelhante, por terem um comportamento de material frágil. Outra explicação pode estar relacionada com o modelo que considera os concretos isotrópicos.

A Figura 7.45 mostra uma imagem da distribuição das tensões na armadura no ensaio simulado de arrancamento.

As tensões provocadas pela força de arrancamento são distribuídas ao longo da armadura, mas as maiores concentrações dessas tensões se encontram próximas a parte não confinada da armadura (valores desconsiderados para os resultados) e a região de interface da armadura com o concreto no topo superior do corpo-de-prova.

No gráfico da Figura 7.46 os modelos gerados no Pro/Engineer são comparados com os trabalhos de outros pesquisadores.

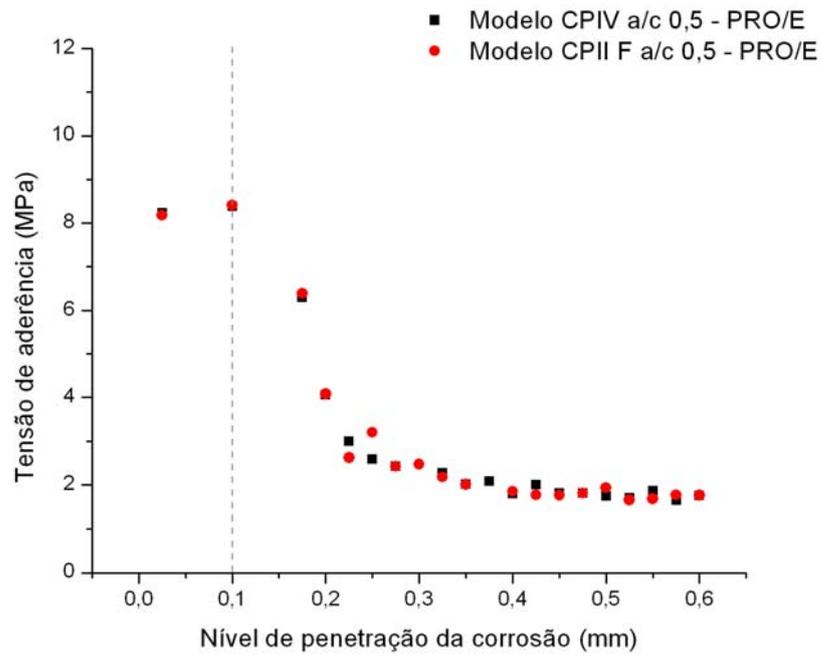


Figura 7.44 – Gráfico de tensão de aderência por nível de corrosão dos concretos com cimento CPIV e CII F e relação água/cimento 0,5.

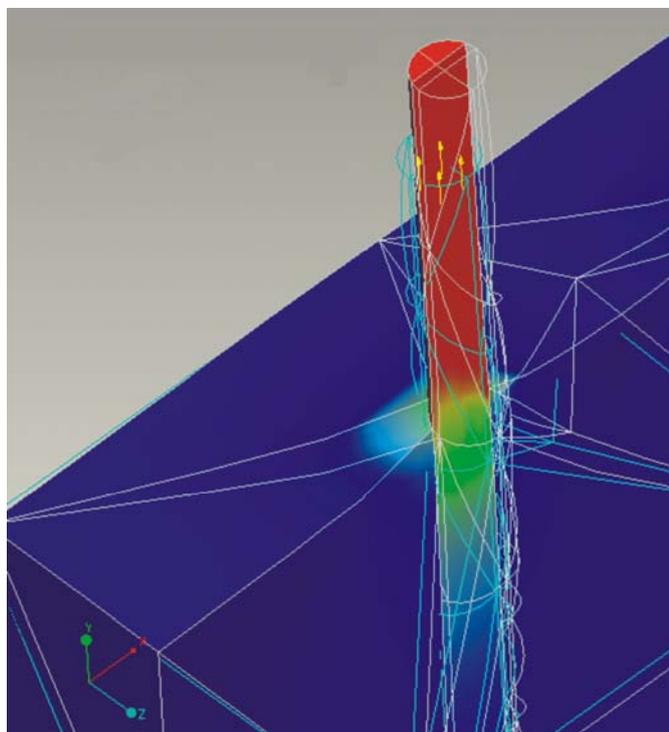


Figura 7.45 – Imagem do Pro/E da distribuição de tensões na armadura no ensaio de arrancamento.

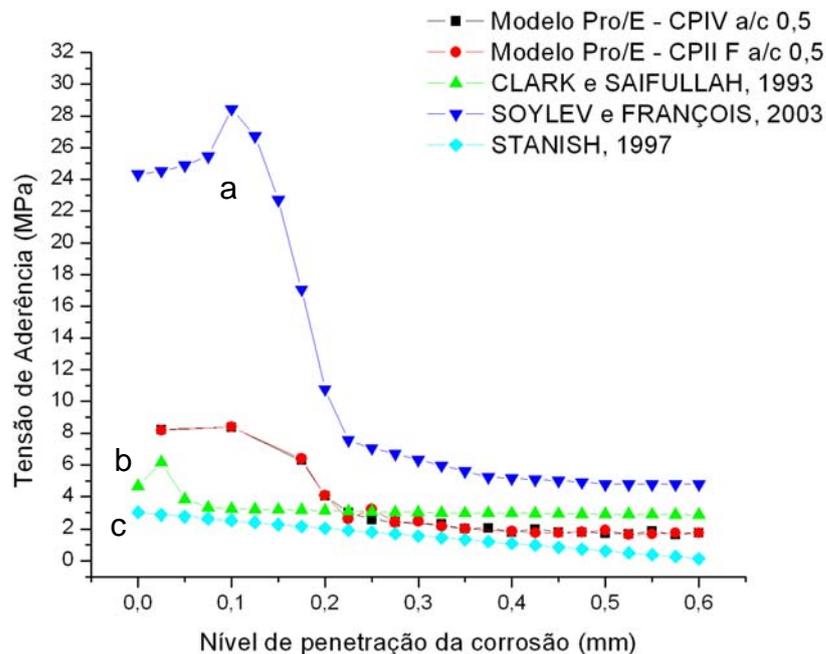


Figura 7.46 – Gráfico de tensão de aderência por nível de corrosão obtidos no Pro/Engineer e comparados com diferentes modelos da literatura (a - SOYLEV e FRANÇOIS, 2003; b - CLARK e SAIFULLAH, 1993; c - STANISH, 1997).

O gráfico da Figura 7.50 mostra que os modelos de SOYLEV e FRANÇOIS (2003), CLARK e SAIFULLAH (1993) e STANISH (1997) apresentaram tensões de aderência em função da penetração da corrosão muito próximas aos valores obtidos através do modelo proposto usando o Pro/Engineer. Com estes resultados alcançados é possível prever a adaptação do uso de elementos finitos em ensaios de arrancamento em concreto armado para programas de caráter não específico para a engenharia civil. Evidentemente há limitações do modelo aplicado, principalmente em termos de rachaduras provocadas pelo arrancamento da armadura, apesar da aplicação do critério de falha. Porém, é importante salientar que se encontram na literatura alguns ensaios experimentais na determinação de aderência que são colocados estribos, restrições de movimento e até confinamento do concreto dentro de cilindro de plástico para evitar trincas e desagregação do material, estando assim o concreto em pura condição de cisalhamento ou aderência da armadura como ocorre no modelo.

8 CONCLUSÕES

Diante dos resultados obtidos para a caracterização das armaduras galvanizadas e os ensaios complementares pode-se concluir que:

- Na análise das armaduras galvanizadas verificou-se uma quantidade excessiva de zinco, com aproximadamente 2600g/m^2 , sendo que o mais comum para uma camada de galvanização pesada é de aproximadamente 800 g/m^2 . Esta quantidade de zinco demasiada pode vir a trazer fragilização da camada ficando quebradiça nos casos de dobra da armadura, o que pode prejudicar a aderência da armadura com o concreto.
- O processo de galvanização a fogo demonstrou ser estável por apresentar uma camada uniforme de zinco em torno da armadura.
- Os concretos com cimento CII F obtiveram uma alta resistência à compressão em 7 e 28 dias de idade, sendo o concreto com relação água/cimento 0,4 o de maior resistência nas duas idades, apresentado para o 7º dia de cura aproximadamente 24% mais resistência que o concreto com relação 0,5 e aproximadamente 41% mais resistência que o com relação 0,6 e para o 28º dia de cura a relação 0,4 apresentou 8% mais resistência que a relação 0,5 e 34% mais resistência que a relação água/cimento 0,6.
- Os concretos com cimento CII V obtiveram uma resistência a compressão inferior aos concretos com cimento CII F, apresentando valores para o 7º dia de cura aproximadamente de 18%, 27% e 32% para as relações água/cimento 0,4, 0,5 e 0,6, respectivamente, menores que os concretos com cimento CII F nas mesmas relações água/cimento e para o 28º dia de cura apresentaram aproximadamente 3%, 26% e 24% para as relações água/cimento 0,4, 0,5 e 0,6, respectivamente, menores que para o concreto com cimento CII F nas mesmas relações.
- Os concretos com cimento CII F obtiveram maiores valores de absorção de água por imersão que os concretos com cimento CII V. Para os valores de absorção de água os concretos com cimento CII F obtiveram aproximadamente 3% para a relação 0,4, 4% para a relação 0,5 e 7% para a relação água/cimento 0,6 maior que para as mesma relações com o concreto de cimento CII V.

Diante dos resultados obtidos nos ensaios de indução de íons cloreto:

- As melhores formas de avaliação da corrosão foram através da densidade de corrente e resistência de polarização.
- As armaduras galvanizadas apresentaram menores valores para a densidade de corrente em relação às armaduras comuns como é mostrado nas relações a seguir para o 8º ciclo:
 - no caso do concreto com cimento CPIV as armaduras galvanizadas apresentaram aproximadamente 17%, 16% e 18% para as relações água/cimento 0,4, 0,5 e 0,6, respectivamente, menores que para as armaduras comuns com as mesmas relações.
 - no caso do concreto com cimento CII F as armaduras galvanizadas apresentaram aproximadamente 36%, 25% e 37% para as relações água/cimento 0,4, 0,5 e 0,6, respectivamente, menores que para as armaduras comuns com as mesmas relações.
- As armaduras do concreto com cimento CII F apresentaram próximo do 5º ciclo um grande aumento na densidade de corrente ultrapassando o limite da alta taxa de corrosão para todas as relações água/cimento, comportamento não visto nos concretos com cimento CPIV.
- As armaduras galvanizadas apresentaram valores mais negativos de potencial de corrosão que em relação às armaduras comuns, sendo os melhores resultados obtidos pelos concretos com cimento CPIV que apresentaram potenciais em média para as armaduras galvanizadas no 8º ciclo de 34% mais negativo que as armaduras comuns.
- Nos resultados de resistência de polarização as armaduras galvanizadas apresentaram maiores valores, ocorrendo uma diminuição brusca próxima do 7º ciclo para os concretos com cimento CPIV e uma diminuição não tão acentuada próxima do 5º ciclo para as armaduras galvanizadas do concreto com cimento CII F.
- Os concretos com cimento CPIV apresentaram uma elevada resistência de polarização obtendo um valor máximo de $1432,98 \text{ kohm.cm}^2$ para a armadura galvanizada com o concreto de cimento CPIV e relação água/cimento 0,4 no 3º ciclo. Enquanto o concreto com cimento CII F chegou a um valor máximo de $399,73 \text{ kohm.cm}^2$.

Diante dos resultados obtidos por modelamento numérico:

- Os resultados mostraram que os concretos tiveram praticamente o mesmo comportamento frente à tensão de aderência, supostamente pelos seguintes motivos: Por causa da força de cisalhamento atuante, onde em todos os concretos tende a ser baixa e semelhante (comportamento frágil); Em razão das propriedades isotrópicas do concreto adotadas para o modelo e pelo desconhecimento da atuação das trincas nos dois concretos.
- Para pequenas espessuras de nível de penetração da corrosão é difícil prever com exatidão as tensões cisalhantes, ou de aderência. Contudo, para espessuras superiores a 0,2 mm o modelo proposto e resolvido pelo Pro/Engineer, considerando-se os materiais envolvidos como isotrópicos, homogêneos e lineares, acompanhou os resultados encontrados na literatura, o que amplia as possibilidades de aplicação da metodologia aqui adotada para problemas relacionados com concretos sujeitos a carregamentos, na região linear, ou antes, do aparecimento de trincas.

9 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Através do presente tema, convém que haja continuidade do estudo sobre os assuntos aqui abordados, dos quais algumas sugestões são feitas.

- Avaliar o desempenho de outros tipos de cimento com relação ao ingresso de íons cloreto;
- Comparar o desempenho de armaduras galvanizadas a fogo com as armaduras com pintura de zinco;
- Comparar a armadura comum com armadura galvanizada a fogo em ambientes ricos em dióxido de carbono;
- Modelamento de corpos-de-prova de concreto armado em simulação numérica com propriedades não lineares do concreto.

10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMUSALLAM, A. A., AL-GAHTANI, A. S., and AZIZ, A. R. Effect of reinforcement corrosion on bond strength. *Construction and Building Materials*, Vol. 10, No. 2, 1996, p. 123-129.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 318. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-02) and commentary (ACI 318R-02)**. Michigan : ACI, 2002. 443 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard practice for acid-soluble chloride in mortar and concrete**. ASTM C1152/C1152M: 1997. Philadelphia: Annual Book of ASTM Standards.

_____. **Standard practice for field measurement of soil resistivity using the wenner four-electrode method**. ASTM G57: 1995. Philadelphia: Annual Book of ASTM Standards.

_____. **Standard practice for half-cell potentials of uncoated reinforcing**. ASTM C876: 1991. Philadelphia: Annual Book of ASTM Standards.

_____. **Standard practice for operating salt spray (fog) apparatus**. ASTM B117: 1997. Philadelphia: Annual Book of ASTM Standards.

ANDRADE, C., ALONSO, C., e MOLINA, F. J. (1993): **Cover cracking as a function of bar corrosion: Part 2 . Numerical model**. *Materials and Structures*, Vol. 26, 1993, p. 532-548.

ANDRADE, C; ALONSO, C; e SARRIA, J. **Relative humidity in the interior of concrete exposed to natural and artificial**. *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, Issue 8, Agosto, 1999, p.1249-1259.

ANDRADE, C. e GÓNZALEZ, J.A. **Quantitative measurements of corrosion rate of reinforcing steels embedded in concrete using polarization resistance measurements**, Werkstoffe Korrosion, n. 29, p. 515-519. 1978.

ANDRADE, J. J. O. **Durabilidade das estruturas de concreto armado: análise das manifestações patológicas nas estruturas no estado de Pernambuco**. 1997. 148 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

ANDRADE, Tibério; COSTA e SILVA, Ângelo J. da. **Patologias das estruturas. Concreto. Ensino, Pesquisa e Realizações**, vol. 2, São Paulo: IBRACON, 2005, p. 953-983.

AQUARRO, D.; FORASASSI, G.; MARCONI, M. **Ultimate resistance of a reinforced concrete foundation under impulsive**. In: Transactions of the 17th International Conference on structural Mechanics in Reactor Technology. Prague, Czech republic, August 17-22, 2003.

ARANHA, P. M. S. **Contribuição ao estudo das manifestações patológicas em estruturas de concreto armado na região amazônica**. 1994. 120 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7217. **Agregados - Determinação da composição granulométrica**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003, 3p.

_____. NBR 9776. **Agregados - Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003, 3p.

_____. NBR 7211. **Agregado para concreto - Especificação**. Rio de Janeiro: ABNT, 1983, 11p.

_____. NBR 9778. **Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica**. Rio de Janeiro: ABNT, 1987, 4p.

_____. NBR 7480 **Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado**. Rio de Janeiro : ABNT, 1996. 7 p.

_____. NBR 11578. **Cimento Portland composto**. Rio de Janeiro: ABNT, 1991, 5p.

_____. NBR NM76. **Cimento Portland - Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (Método de Blaine)**. Rio de Janeiro: ABNT, 1998, 12p.

_____. NBR 7215. **Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão**. Rio de Janeiro: ABNT, 1995, 8p.

_____. NBR NM23. **Cimento portland e outros materiais em pó - Determinação de massa específica**. Rio de Janeiro: ABNT, 2001, 5p.

_____. NBR NM67. **Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro: ABNT, 1998, 8p.

_____. NBR 5739. **Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro: ABNT, 1994, 4p.

_____. NBR 9204. **Concreto endurecido - Determinação da resistividade elétrica-volumétrica**. Rio de Janeiro: ABNT, 1985, 14p.

_____. NBR 8094 **Material metálico revestido e não revestido corrosão por exposição à névoa salina**. Rio de Janeiro: ABNT, 1983. 6 p.

_____. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto : procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2004. 221 p.

_____. NBR 6323. **Produto de aço ou ferro fundido revestido de zinco por imersão a quente**. Rio de Janeiro: ABNT, 1990, 3p.

BARBERON, Fabien *et al.*. Interactions between chloride and cement-paste materials. **Magnetic Resonance Imaging** **23**, 2005, p. 267-272

BAUER, E. **Avaliação comparativa da influência da adição de escória de alto-forno na corrosão das armaduras através de técnicas eletroquímicas**. São Paulo-SP, 1995. 236 p. Tese (Doutorado). Universidade de São Paulo.

BENTUR, A., DIAMOND, S. e BERKE, N.S. **Steel corrosion in concrete: fundamentals and civil engineering practice**. London: E & FN SPON, 1997. 201 p.

BHARGAVA, K. *et al.* **Model for cover due to rebar corrosion in RC structures**. Engineering Structures. Mai-Nov 2005, pp. 1-17.

BRASUNAS, Anton deS. **A critical review of reproducibility and interpretation of: Corrosion test procedures**. In: Corrosion: SOURCE BOOK: A COLLECTION OF OUTSTANDING ARTICLES FROM THE TECHNICAL LITERATURE, Ohio: American Society for Metals, 1984. 394-398 p.

BRIDGE INVENTORY 2004. **BETTER ROADS MAGAZINE: For the Governmant/Contractor Project Team** , nov. 2004. 1 p.

BROWNE, R. D.; GEOGHEGAN, M. P.; BAKER, A. F. Analysis of structural condition from durability results. In: CRANE, A. P. (Ed.). **Corrosion of reinforcement in concrete construction**. London: Society of Chemical Industry / Chichester, Ellis Horwood, 1983. Cap. 13, p. 193-222.

CABRAL, Antônio Eduardo Bezerra. **Avaliação da Eficiência de Sistemas de reparo no combate à iniciação e à propagação da corrosão do aço induzida por cloretos**. 2000. 187 p. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia da UFRGS, Porto Alegre, 2000.

CALLISTER Jr., William D. **Materials science and engineering : an introduction**. 5. ed. New York : John Wiley & Sons, 2000. 871 p.

CÁNOVAS, Manuel Fernández. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. São Paulo: PINI, 1988. 522 p.

CARMONA, A.; MOREGA, A. **Retrospectiva da patologia no Brasil, estudo estatístico.** In: Colloquia, 1988, Jornada en Español y Portugues Sobre Estructuras y Materiales, Madrid, 1988, Anais. Madrid: COLLOQUIA, 1988, v.6. p 101-123.

CASCUDO, Oswaldo. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: Inspeção e técnicas eletroquímicas.** São Paulo: PINI, 1997. 237 p.

CASCUDO, Oswaldo e HELENE, Paulo. **Produção e Obtenção de Barras e Fios de Aço para Concreto Armado.** In: Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, 2000, São Paulo. 17 p.

CHENG, A.; HUANG, R.; WU, J.K. e CHEN, C.H. **Effect of rebar coating on corrosion resistance and bond strength of reinforced concrete.** *Construction and Building Materials*, vol. 19, 2005, p. 404-412.

CLARK, L.A., SAIFULLAH, M. **Effect of corrosion on reinforcement bond strength.** Int. Conf. Structural faults and repair, Edinburgh, U.K., 1993, p.113-119.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. Bulletin D'Information 195. Paris: EPF Lausanne, setembro de 1990.

CONSTRUÇÃO METÁLICA. **O que é galvanização a fogo: zincagem por imersão a quente.** São Paulo: ABCEM, 1991, 2001 n. 50 set/out, p. 30-33.

CORONELLI, Dario; GAMBAROVA, Pietro G. **A mechanical model for bond strength of corroded reinforcement in concrete.** In: FOURTEENTH ENGINEERING MECHANICS CONFERENCE - EM2000, 2000, Austin, Texas: American Society of Civil Engineers. 7 p.

CORRÊA, Luiz Mário; SILVA, Marco Antônio da. **Análise e tratamentos anticorrosivos.** Porto Alegre: UNISINOS, 1979. 192 p.

DAL MOLIN, D. C. C. **Fissuras em estruturas de concreto armado: análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no estado do Rio Grande do Sul.**

1988. 196 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1988.

DEKOSTER, M. et al. **Modelling of de flexural behaviour of RC beams subjected to localized and uniform corrosion**. Engineering Structures, Vol. 25, Ago 2002-Abr 2003, p. 1333-1341.

DEXTER, Stephen C. **Galvanic Corrosion**. In: MAS NOTE FROM UNIVERSITY OF DELAWARE SEA GRANT MARINE ADVISORY SERVICE, jun 2004. 2 p

ELSENER, B. Half-cell potential mapping to assess repair work on RC structures. **Construction and Building Materials**,133-139 p, 2001.

ELSENER, B. Corrosion rate of steel in concrete- Measurements beyond the Tafel law. **Corrosion Science**, vol.47, 2001, p 3019-3033.

FIGUEIREDO, E. J. P. **Avaliação do desempenho de revestimentos para proteção da armadura contra a corrosão através de técnicas eletroquímicas: Contribuição ao estudo de reparo de estruturas de concreto armado**. 1994. 423 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, USP, São Paulo, 1994.

FONTANA, Mars G. **Corrosion Engineering**. New York: McGraw Hill, 1986. 556 p.

FORTES, Lyttelton Rebelo; ANDRADE, Jose Carneiro de. **Corrosão na armadura do concreto armado e sua avaliação pela técnica do potencial do eletrodo**: Ceará. Fortaleza: UFC, 1995. 19 p.

GALVELE, José R.. **Corrosion**. Washington, D.C. : OAS, 1979. 84 p.

GEMELLI, Enori. **Corrosão de Materiais Metálicos e sua caracterização**. Rio de Janeiro: LTC, 2001. 183 p.

GENTIL, Vicente. **Corrosão**. Rio de Janeiro: LTC, 2003. 341 p.

GHANDEHARI, M., ZULLI, M., SHAH, S.P. **Influence of corrosion on bond degradation in reinforced concrete.** In: FOURTEENTH ENGINEERING MECHANICS CONFERENCE - EM2000, 2000, Austin, Texas: American Society of Civil Engineers.15 p.

GOTO, Y. Cracks formed in concrete around deformed tension bars. *ACI Journal*, Vol.68, nº4, 1971, p. 244-251

HELENE, Paulo R. L. **A Nova NB 1/2003 (NBR 6118) e a Vida Útil das estruturas de Concreto.** In: II SEMINÁRIO DE PATOLOGIA DAS EDIFICAÇÕES DO LEME/UFRGS, 2004, Porto Alegre. **Anais.** 24 p. 1 CD-ROM.

HELENE, Paulo R.L. **Corrosão em Armaduras para Concreto Armado.** São Paulo: PINI, IPT, 1986, 45 p.

HELENE, Paulo R. L. **Envelhecimento das superfícies de concreto aparente e produtos de proteção.** São Paulo, SP. 1989. p.173-208. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE TECNOLOGIA DA CONSTRUÇÃO, 9º, 1989, São Paulo.

HELENE, Paulo R.L. **Manual Prático para Reparo e reforço de estruturas de concreto.** São Paulo: PINI, 1988, 119p.

HELENE, P., TERZIAN, P. **Manual de Dosagem e Controle do Concreto.** São Paulo, SP: PINI, 1993, 349 p.

HO, D.W.S., CHIRGWIN, G.J. A performance specification for durable concrete. **Construction and Materials**, Vol. 10, n. 5, p. 375-379, 1996.

HOLLINSHEAD, K. Corrosion of reinforcement in concrete: Electrochemical monitoring. **BRE Digest 434**, Garston, November 1998, 12p.

ISA, Mário Morio; HELENE, Paulo Roberto do Lago. **Influência do tipo de corrosão na aderência concreto-armadura.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 10 p., 1998, Rio de Janeiro.

JOSHI, Prakash; CHAN, Cesar. Rapid chloride permeability testing: a test that can be used for a wide range of applications and quality control purposes if the inherent limitations are understood. **Magazine Concrete Construction**. 6 p. dec. 2002

JOUKOSKI , Alex, *et al.*. **Study of the influence of cement type, cement content and concrete cover thickness on the resistance and durability of concretes subjected to chloride ion aging**. In: ACI INTERNATIONAL CONFERENCE, Cancun, México, 10-13 dec. 2002. p. 279-296.

KHATRI, R. P. et al. Critical polarizations resistente in service life determination. **Cemente and concrete research**. Vol. 34, 2004, p. 829-837.

KONG, Jung *et al.*. Reliability analysis of chloride penetration in saturated concrete. **Probabilistic Engineering Mechanics** 17, 2002, p. 305-315.

KROPP, J *et al.*. **Transport mechanisms and definitions**. In: Performance and concrete criteria as a criterion of its durability, 1995, London: Chapman Hall, RILEM Technical committee TC-116.

LABRE, Bento José; GOMES, Luís Paulo. **Corrosão e Proteção Catódica das Armaduras de Aço do Concreto**. Rio de Janeiro: ABRACO, 1989. 12 p.

LIU, Youping. **Modeling the Time-to-Corrosion Cracking of the Cover Concrete in Chloride Contaminated Reinforced Concrete Structures**. Out de 1996, Tese de doutorado: Virginia Polytechnic Institute and State University, 128p.

LUNDGREN, Karin. **A model for the bond between corroded reinforcement and concrete**. In: BOND IN CONCRETE – FROM RESEARCH TO STANDARDS, Budapest, 2002. 1-8 p.

LUNDGREN, K. **Bond between Corroded Reinforcement and Concrete**. Chalmers University of Technology, Department of Structural Engineering, Concrete Structures, Report 00:3, Göteborg, 2001, 51 p.

MARTINS, Fernando Grine. **Estudo espectrofotométrico de oxidação no sistema Ferro(II)/Tiocianato e seu aproveitamento analítico.** 2002. 108p. Dissertação (Mestrado) - USP, São Paulo, 2002.

MARTÍN-PÉREZ, Beatriz. **Service life modelling of R.C. highway structures exposed to chlorides.** Thesis. University of Toronto; 1999.

MEDEIROS, Marcelo Henrique F., HELENE, Paulo. **Migração de íons cloreto no concreto- Influência da consistência, relação água/cimento e consumo de cimento.** Revista IBRACON, São Paulo, ano XI, n. 32, 53-65 p., Fev/Mar/Abr 2003.

MEHTA, P. K; MONTEIRO PJM **Concreto: estrutura, propriedade e materiais.** São Paulo: Ed. PINI, 1994, 573p.

MOLINA, F. J., ALONSO, C. e ANDRADE, C. (1993): **Cover cracking as a function of rebar corrosion: Part 2 - Numerical model.** *Materials and Structures*, Vol. 26, 1993, pp. 532-548.

MONTEIRO, Eliana Cristina Barreto. **Avaliação do método de extração eletroquímica de cloretos para reabilitação de estruturas de concreto com problemas de corrosão de armaduras.** 2002. 211 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da USP, São Paulo, 2002.

MORANVILLE-REGOURD, M. **Microstructure of High Performance Concrete.** In: Malier, Y. *High Performance Concrete From Material to Structure.* London: E & FN Spon, 1992. p. 3-13.

MORRIS, W.; VICO, A.; VÁZQUEZ, M. Chloride induced corrosion of reinforcing steel evaluated by concrete resistivity measurements. **Electrochimica Acta** **49**, june 2004, p. 4447-4453.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto.** São Paulo: PINI, 1997. 828 p.

NINCE, A. A. **Levantamento de dados sobre a deterioração de estruturas na região centro-oeste.** 1996. 176 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Brasília, Brasília, 1996.

PETRE-LAZAR, I.; GÉRARD B. **Mechanical Behaviour of Corrosion Products formed at The Steel – Concrete Interface. Testing and Modelling.** In: EDF R&D DIVISION, MTC1, 77818 MORET SUR LOING CEDEX, France, 2000. 5 p.

PETRUCCI, Eladio G. R., **Concreto de Cimento Portland.** São Paulo: Globo, 1998, 307p.

POURBAIX, Maciel. **Lições de Corrosão Electroquímica.** Bruxelas: CEBELCOR 1987. 421 p.

RAMANATHAN, Lalgudi V. **Corrosão e seu controle.** São Paulo: HEMUS, 1988. 342 p.

RECENA, Fernando Antônio Piazza. **Dosagem Empírica e Controle da Qualidade de Concretos Convencionais de Cimento Portland.** Porto Alegre: EDIPUCRS, 2002. 163 p.

ROSS, Robert; GOLDSTEIN, Marc. **Monitor warns of bridge corrosion: The new device cuts maintenance costs and traveler delays, while offering digital transmission of corrosion data.** BETTER ROADS MAGAZINE: For the Government/Contractor Project Team, aug. 2003. 3 p.

SAKR, K. Effect of cement type on the corrosion of reinforcing steel bars exposed to acidic media using electrochemical techniques. **Cement and Concrete Research**, 2004, p. 1-7.

SHREIR, L.L. **Corrosion: Metal/Environment Reactions.** London: NEWNES-BUTTERWORTHS. 1979. 9:124 p.

SOYLEV, T.A., R. FRANÇOIS. Quality of steel–concrete interface and corrosion of reinforcing steel. **Cement and Concrete Research**, vol. 33, 2003, p. 1407–1415.

SOUZA, Armenia de. **Estudo da interação concreto-armadura em estruturas de concreto armado.** 1983. 211p. Dissertação (mestrado) - Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil., Rio de Janeiro, 1983.

SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto.** São Paulo : PINI, 1998. 255 p.

STANISH, K. **Corrosion effects on bond strength in reinforced concrete.** 1997. 132p. Dissertação (mestrado) - University of Toronto. Department of Civil Engineering., Toronto, 1997.

STERN, M.; GEARY, A. L. Electrochemical polarization I: a theoretical analysis of the shape of polarization curves. **Journal of the electrochemical society**, v. 104, n.1, 1957. p. 56-63.

TRETHEWEY, K. R.; CHAMBERLAIN, J. **Corrosion for science and engineering.** Londres: Longman, 1995. 363 p.

VERÇOZA, Ênio José. **Patologia das edificações.** Porto Alegre: SAGRA, 1991. 173 p.

WEST, R e HIME, W. Chloride profiles in salty concrete. *Materials Performance.* In: Materials protection and performance Houston, Tex.: NACE, July 1985, 29 -36p.