



**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO**  
**ESCOLA POLITÉCNICA**  
100 anos

**PAULO ROBERTO DO LAGO HELENE**

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA CORROSÃO EM  
ARMADURAS DE CONCRETO ARMADO**

Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Professor Livre Docente junto ao Departamento de Engenharia de Construção Civil.

São Paulo  
fev. 1993

**PAULO ROBERTO DO LAGO HELENE**



**1893 - 1993**

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA CORROSÃO EM  
ARMADURAS DE CONCRETO ARMADO**

**Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Professor Livre Docente junto ao Departamento de Engenharia de Construção Civil.**

**São Paulo  
fev. 1993**

*"No começo tudo é loucura ou sonho. Nada do que o homem fez no mundo teve início de outra maneira — Mas já tanto sonhos se realizaram que não temos o direito de duvidar de nenhum."*

*Monteiro Lobato*

José Bento de Monteiro Lobato ( 1883 - 1948 ) paulista de Taubaté, advogado, fazendeiro de café, jornalista, escritor, editor, sempre teve um espírito rebelde e crítico que lhe custou algumas prisões e exílio, principalmente por lutar em defesa da soberania brasileira sobre o petróleo, minério de ferro e outras riquezas naturais. Foi romancista, ensaísta, contista e tradutor. Notabilizou-se por introduzir no Brasil a literatura infanto-juvenil. Por primeira vez traduziu e adaptou para a criança, a obra de Miguel de Cervantes, Dom Quixote. Foi muito popular no país, tendo vendido mais de 22 milhões de exemplares do livro *Relações de Narizinho*.

## AGRADECIMENTOS

No momento de redigir estes agradecimentos fiquei na dúvida se devia agradecer somente àqueles que me ajudaram diretamente neste trabalho, ou se deveria agradecer àqueles que me estimularam e criaram as condições para haver este trabalho. Optei por ambos.

O prezado amigo Prof. Francisco Romeu Landi tem muita responsabilidade na minha carreira acadêmica. Soube ser solidário e amigo nas horas difíceis e cobrar trabalho nos momentos decisivos. Graças à sua inigualável capacidade de administração, com firmeza, participação, exemplo e competência transformou o Departamento de Engenharia de Construção Civil num excelente local de trabalho, hoje constituído por uma equipe coesa, dedicada e amiga. Ao Landi, ao Orestes, ao Alex, ao Vahan, ao Sabattini, ao Luiz Sérgio, à Silvia, ao Antonio e a todos os queridos amigos e colegas do PCC o meu muito obrigado. O trabalho fica muito mais fácil e rende muito mais quando na companhia de vocês.

No magistério uma das maiores recompensas é ver os inicialmente desconhecidos alunos transformando-se em amigos e profissionais competentes e respeitados no meio técnico. Graças a Deus tenho recebido muito mais do que mereço e devo à maioria absoluta de meus orientandos seniores Antonio Figueiredo, Cláudio Kazmierczak, Cláudio Sbrighi, Elton Bauer, Enio Figueiredo, Geraldo Isaia, Hugo Armelin, Luiz Prudêncio, Maryangela Lima, Ruy Cremonini, Silvia Selmo e Wellington Repette, as mais gratas satisfações pela competência e originalidade com que eles têm realizado seus trabalhos. Confesso que mais do que nunca vale a máxima que "mais aprende quem ensina".

Dentre todos, no entanto, um tem destaque especial. Trata-se de um aluno de minha primeira turma, na carreira de professor, no curso de graduação da EPUSP. Coincidentemente foi também o estagiário de melhor desempenho no IPT, sob minha orientação. A ele devo uma das mais gratificantes experiências de minha vida profissional: ter sido recebido como professor visitante na Universidade da Califórnia em Berkeley e realizar meu programa de pós doutoramento sob sua orientação. Muito obrigado meu prezado amigo Paulo Monteiro. Confesso que a satisfação de ser hoje seu orientado, só perde para a recompensa de ter sido, um dia, seu professor.

Agradeço aos pesquisadores Carlos Tango, Cláudio Sbrighi, Francisco Dantas, Maria Alba, Péricles Fusco e Wanderley Flauzino que de forma segura e criativa me introduziram no campo da pesquisa.

Agradeço aos professores Décio de Zagottis, Maurício Gerschenstein e Vitor de Melo, que pela qualidade das aulas me mostraram o valor da profissão.

Meus agradecimentos especiais à querida Alba, ao prezado amigo Wellington Repette e à minha querida irmã Anna que se dispuseram a ler minuciosamente os originais deste trabalho, aportando correções e sugestões inestimáveis. Devo agradecer também à Dra. Maria del Carmen Andrade pela dedicação e interesse com que inúmeras vezes se dispôs a ler e comentar meus resultados de ensaio e trabalhos. Meus agradecimentos também ao prof. Christian Page, ao Dr. Francisco Basilio, ao Dr. José Calleja, ao prof. Kumar Mehta, ao prof. Manuel Cánovas e ao Dr. Noel Mailvaganam pelos profícuos ensinamentos, sugestões e observações proporcionados em conversas específicas sobre durabilidade do concreto.

A realização deste trabalho dentro do prazo por mim estabelecido só foi possível graças à Maria Conceição, cuja competência e dedicação foi além do elevado profissionalismo que a caracteriza. Agradeço à Maria Adelaide, que sempre me ajudou nas pesquisas bibliográficas com eficiência, rapidez e cortesia.

Agradeço a meus queridos filhos, Daniel e Mariana, à minha querida esposa Augusta e aos meus preciosos pais Bosco e Tati, pela compreensão, apoio, solidariedade, tranquilidade e companhia indispensáveis à realização de qualquer atividade intelectual.



# CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DA CORROSÃO EM ARMADURAS DE CONCRETO ARMADO

**Paulo Helene**

## **Sumário**

Lista de Figuras	iv
Lista de Fotos	ix
Lista de Micrografias	x
Lista de Tabelas	xi
Resumo	xii
Abstract	xiii

## **INTRODUÇÃO**

1. Importância Econômica	1
2. Pesquisas na Área	7
3. Objetivo	15
4. Conteúdo	15

## **Capítulo I**

### **MÉCANISMO DA CORROSÃO DE ARMADURAS**

1.1 Conceitos Básicos	17
1.2 Termodinâmica da Corrosão em Meio Aquoso	21
1.3 Corrosão do Aço no Concreto	34
Deve existir um eletrólito	38
Deve existir uma diferença de potencial de eletrodo	38
Deve existir oxigênio	39
1.4 Passivação	41
O papel do revestimento de concreto	45
1.5 Cinética da Corrosão de Armaduras	46
Vida útil	47

## **Capítulo II**

### **MÉTODOLOGIAS E MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA CORROSÃO**

2.1 Classificação dos Ensaios	51
2.2 Avaliação do Concreto Visando a Termodinâmica da Reação	53
Profundidade de carbonatação	53
Teor de umidade de equilíbrio	54
pH da solução presente nos poros do concreto	55
Concentração de cloretos e de hidroxilas	56
Teor de cloretos	56
Difusão de cloretos	57
Retenção de cloretos	58
2.3 Avaliação do Concreto Visando a Cinética da Reação	58
Resistividade elétrica	59
Penetração de cloretos	59
Migração de cloretos	60
Difusão e dissolução de oxigênio	61
Teor de sais dissolvidos	62
2.4 Avaliação da Armadura Visando a Termodinâmica da Reação	63
2.5 Avaliação da Armadura Visando a Cinética da Reação	63
Composição química	64
Perda de massa	64
Observação visual e microscópica	65
2.6 Avaliação do Sistema Concreto-Armadura-Meio Ambiente Visando a	
Termodinâmica da Reação	65
Heterogeneidades	65
Meio ambiente	66

Potencial de eletrodo	67
2.7 Avaliação do Sistema Concreto-Armadura-Meio Ambiente Visando a Cinética da Reação	75
Heterogeneidades	75
Meio ambiente	75
Macro célula	76
Corrente impressa	77
Resistência de polarização	80
Curvas de polarização	83
Resistência elétrica	85
Impedância eletroquímica	86
Ruídos eletroquímicos	88
2.8 Ensaios Complementares	90
No concreto	90
Na armadura	90
No sistema concreto-armadura-meio ambiente	91
<b>Capítulo III</b>	
<b>PERDA DA PROTEÇÃO E CINÉTICA DA REAÇÃO</b>	
3.1 Sintomatologia	92
3.2 Carbonatação	99
Mecanismo	99
Penetração de CO <sub>2</sub>	102
Meio ambiente	106
Relação água/cimento	108
Adições ao cimento	110
3.3 Contaminação por Cloretos	112
Mecanismo	112
Incorporação de cloretos e outros agentes agressivos	118
Penetração de cloretos	120
• penetração por absorção capilar	122
• penetração por difusão	124
• penetração por permeabilidade	126
• penetração por migração	128
Meio ambiente	129
Relação água/cimento	130
Adições ao cimento	132
Limite para despassivar	135
3.4 Resistividade Elétrica	138
3.5 Penetração de Oxigênio	143
3.6 Fissuração	145
3.7 Correntes Erráticas	150
3.8 Micro-clima	151
3.9 Atmosfera	154
Atmosfera rural	155
Atmosfera urbana	155
Atmosfera marinha	156
Atmosfera industrial	157
<b>Capítulo IV</b>	
<b>DIAGNÓSTICO E PROGNÓSTICO</b>	
4.1 Considerações Iniciais	159
4.2 Antecedentes	162
4.3 Vistoria	163
4.4 Inspeção Detalhada	164
• espessura de carbonatação	165
• reconstituição de traço	166

• teor de cloretos	167
• teor de umidade de equilíbrio	169
• teor de sais solúveis	171
• resistividade elétrica	172
• absorção de água e volume de vazios	174
• resistência à compressão do concreto	174
• bitola e tipo da armadura	175
• redução do diâmetro	175
• resistência à tração da armadura	177
• potencial de eletrodo ou de corrosão	178
• resistência de polarização	179
4.5 Vida Útil - Prognóstico	180
Estimativa da vida útil de projeto	183
Estimativa da vida útil de serviço ou de utilização	188
Estimativa da vida útil total	196

### CONSIDERAÇÕES FINAIS

1. Prosseguimento dos Estudos	199
2. Transferência dos Resultados ao Meio	203
3. Considerações Finais	204

### ANEXO A — “Fissuração das Peças de Concreto Armado e Corrosão das Armaduras”

Trabalho apresentado no 2º Seminário Nacional de Corrosão na Construção Civil realizado no Clube de Engenharia do Rio de Janeiro sob o patrocínio da Associação Brasileira de Corrosão ABRACO, em setembro de 1986.

205

### Bibliografia

219

## LISTA DE FIGURAS

### INTRODUÇÃO

- FIGURA 1. Incidência de manifestações patológicas em construções de concreto armado no Rio Grande do Sul (a) e incidência relativa em função da gravidade do dano provocado (b). (Dal MOLIN, D. C. C., 1988) (p. 5)
- FIGURA 2. Incidência de manifestações patológicas em estruturas de concreto armado a nível nacional (a) e proporção relativa do tipo de correção adotada (b). (CARMONA FILHO, A. & MAREGA, A., 1988) (p. 6)
- FIGURA 3. Representação esquemática das interações meio ambiente / estrutura interna do concreto. (COMMITTEE on CONCRETE DURABILITY, 1987) (p. 8)
- FIGURA 4. Análise de custos totais de construção e manutenção de lajes em balanço. (BIJEN, J. M., 1989) (p. 11)

### Capítulo I

#### MECANISMO DA CORROSÃO DE ARMADURAS

- FIGURA I-1. Análise de elementos presentes na interface armadura/concreto, em região não corroída. Determinação efetuada com uso de microsonda por varredura linear. Concreto de relação  $a/c=0,65$  com idade de 60 dias. (U.C. Berkeley / ensaios conduzidos com a colaboração de Keijin Wang, 1992) (p. 19)
- FIGURA I-2. Célula ou pilha de corrosão galvânica. No caso deste exemplo há a eletrodeposição do metal ferro sobre o metal cobre. (p. 22)
- FIGURA I-3. Modelo esquemático de aparecimento de potencial de eletrodo com o respectivo capacitor equivalente. (JONES, D. A., 1992) (p. 23)
- FIGURA I-4. Semi-pilha ou semi-célula de corrosão eletroquímica. (p. 26)
- FIGURA I-5. Condições para não haver formação de pilha ou célula de corrosão eletroquímica do tipo galvânica. (p. 27)
- FIGURA I-6. Célula ou pilha de aeração diferencial e situações onde esse fenômeno pode ocorrer nas estruturas de concreto. (p. 28)
- FIGURA I-7. Célula ou pilha de concentração salina diferencial e situações onde esse fenômeno pode ocorrer nas estruturas de concreto. (p. 29)
- FIGURA I-8. Célula ou pilha de tensão diferencial e situações onde esse fenômeno pode ocorrer nas estruturas de concreto. (p. 30)
- FIGURA I-9. Célula ou pilha de energia diferencial e situações onde esse fenômeno pode ocorrer nas estruturas de concreto. (p. 31)
- FIGURA I-10. Polarização de semi-pilhas ou semi-células de corrosão. (p. 33)
- FIGURA I-11. Distribuição de regiões anódicas (A) e regiões catódicas (C) nas armaduras corroídas. (ANDRADE, C., 1992) (p. 34)
- FIGURA I-12. Distribuição dos ânodos e cátodos na superfície de uma chapa de aço na qual foi aplicada uma camada de água com indicadores químicos. (EVANS, U. R., 1981) (p. 35)
- FIGURA I-13. Pilha ou célula de corrosão eletroquímica no concreto. (p. 37)
- FIGURA I-14. Análise elementar por microsonda aplicada numa área de aproximadamente  $250 \mu\text{m}$  por  $350 \mu\text{m}$ , na interface aço-concreto. Pode-se notar claramente três regiões distintas; armadura onde predomina o elemento ferro; produtos da corrosão onde predominam os elementos Fe e  $\text{O}_2$  e matriz de pasta de cimento hidratada com Ca, Si,  $\text{O}_2$ ,  $\text{Cl}^-$ . (p. 42)
- FIGURA I-15. Diagrama de equilíbrio termodinâmico do sistema Fe -  $\text{H}_2\text{O}$  a  $25^\circ\text{C}$ . As fronteiras correspondentes aos números 0, -2, -4 e -6 indicam o logaritmo da atividade iônica do Fe na solução. (POURBAIX, M., 1974) (p. 44)
- FIGURA I-16. Modelo de vida útil. (TUUTTI, K., 1982) (p. 48)

FIGURA I-17. Conceituação de vida útil das estruturas de concreto tomando-se por referência o fenômeno da corrosão das armaduras. ( p. 50 )

## Capítulo II METODOLOGIAS E MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA CORROSÃO

FIGURA II-1. Metodologias e métodos de ensaio para avaliação da corrosão em armaduras de concreto armado. ( p. 52 )

FIGURA II-2. Taxa de corrosão em função da resistência à difusão do oxigênio, expressa em espessura equivalente de concreto. (BIJEN, J., 1989) ( p. 62 )

FIGURA II-3. Exemplos de heterogeneidades do concreto que podem contribuir para a despassivação precoce da armadura ou mesmo acelerar a velocidade de uma corrosão já instalada. ( p. 66 )

FIGURA II-4. Configuração básica do método de determinação do potencial eletroquímico ou de corrosão da armadura. (ASTM C 876, 1991) ( p. 67 )

FIGURA II-5. Eletrodo secundário ou semi-pilha de referência, cobre/sulfato de cobre, CSE. ( p. 68 )

FIGURA II-6. Exemplos de mapas equipotenciais obtidos através do emprego do método ASTM C 876. ( p. 69 )

FIGURA II-7. Influência da qualidade, grau de umidade e espessura do revestimento de concreto na leitura de potencial de eletrodo. (ELSENER, B. & BOHNI, H., 1990) ( p. 71 )

FIGURA II-8. Comparação de situações reais com os critérios de julgamento da ASTM C 876. (ELSENER, B. & BOHNI, H., 1990) ( p. 72 )

FIGURA II-9. Frequência acumulada de resultados de levantamento de potencial de corrosão em tabuleiros de pontes. (BABAEI, K., 1986) ( p. 73 )

FIGURA II-10. Distribuição dos desvios padrão e coeficientes de variação das medidas de potencial de corrosão. ( p. 74 )

FIGURA II-11. Configuração de ensaio para avaliação da corrosão através da metodologia da macrocélula de corrosão. (BERKE, N. S. & HICKS, M. C., 1990) ( p. 76 )

FIGURA II-12. Avaliação da corrosão, em C, obtido a partir da metodologia da macrocélula de corrosão em estudos comparativos de inibidores de corrosão. (BERKE, N. S. & HICKS, M. C., 1990) ( p. 77 )

FIGURA II-13. Configuração do ensaio de corrente/tensão imposta. (LIMA, M. G., 1989) ( p. 78 )

FIGURA II-14. Resultados típicos de ensaio de tensão imposta. (LIMA, M. G., 1989) ( p. 79 )

FIGURA II-15. Curva de polarização para determinação da resistência de polarização. (BERKE, N. S. & HICKS, M. C., 1990) ( p. 80 )

FIGURA II-16. Configurações típicas utilizadas por diversos pesquisadores para medida da resistência de polarização. ( p. 83 )

FIGURA II-17. Configuração básica do procedimento de determinação das curvas de polarização. (ANDRADE, C., 1988) ( p. 84 )

FIGURA II-18. Ponte de corrente alternada utilizada para medidas de resistência elétrica da armadura. (VASSIE, P. R. W., 1980) ( p. 86 )

FIGURA II-19. Esquema de instalação de sonda para medida da resistência elétrica, "in situ". (VASSIE, P. R. W., 1980) ( p. 86 )

FIGURA II-20. Circuito equivalente utilizado nos estudos de impedância eletroquímica. ( p. 87 )

FIGURA II-21. Diagramas de Nyquist (a) e Bode (b) para determinação da resistência de polarização,  $R_p$ . Exemplo para aço em água a 32 °C contendo 0,1% de  $Cl^-$ , 0,001% de  $Zn^{2+}$  e inibidor de corrosão à base de cromato de potássio a 0,0025%. (JONES, D. A., 1992) ( p. 88 )

FIGURA II-22. Representação gráfica das flutuações de potencial, ruído eletroquímico, para a condição passivada (a) e despassivada por cloretos (b). (MATOS, O. C., 1991) ( p. 89 )

### Capítulo III

## PERDA DA PROTEÇÃO E CINÉTICA DA REAÇÃO

- FIGURA III-1. Expansão típica de alguns produtos da corrosão do aço. (NIELSEN, 1976) (p. 92)
- FIGURA III-2. Sequência esquemática de deterioração progressiva de estruturas de concreto armado devido à corrosão das armaduras. (SHAFFER Jr., T. F., 1971 & CAIRONI, M., 1977) (p. 94)
- FIGURA III-3. Grau de degradação de diferentes componentes de estruturas marítimas, na zona de variação da maré e respingos. (BURY, M. R. C. S. & DOMONE, P. L., 1974) (p. 95)
- FIGURA III-4. Representação esquemática da evolução da carbonatação com o tempo, em componentes estruturais submetidos a ambientes interiores e a ambientes exteriores sujeitos a ciclos de molhagem e secagem. (p. 100)
- FIGURA III-5. Nomograma para predição do coeficiente  $k_{CO_2}$  da eq.III-1. (THOMAS, M. D. A., & MATTHEWS, J. D., 1992) (p. 103)
- FIGURA III-6. Configuração esquemática do método de medida do coeficiente de permeabilidade a gases do concreto de cobrimento das armaduras, através do uso de câmara dupla, em procedimento não destrutivo. (TORRENT, R., 1991) (p. 105)
- FIGURA III-7. Representação esquemática do percurso de difusão do  $CO_2$  no concreto. Os poros capilares de maior diâmetro e que não estão preenchidos por água atuam como canais de transporte do  $CO_2$ . Os capilares de reduzido diâmetro e preenchidos de água atuam como retardadores do processo de carbonatação. (TUUTTI, K., 1982) (p. 107)
- FIGURA III-8. Influência da temperatura na agressividade ambiental referida ao cobrimento de concreto. (CEB, 1992) (p. 108)
- FIGURA III-9. Espessura relativa de concreto carbonatado obtida por diversos pesquisadores. (p. 109)
- FIGURA III-10. Influência da natureza do cimento, na profundidade de carbonatação de argamassas: (a) espessura total carbonatada prevista para a idade de 15 anos, em ambiente interno e umidade relativa constante; b) coeficiente de carbonatação em função da relação água/cimento para umidade relativa constante; c) espessura carbonatada após um ano em função da umidade relativa do ambiente. (p. 111)
- FIGURA III-11. Diagrama de equilíbrio termodinâmico do aço em presença de soluções com diferentes concentrações de cloretos. Pode-se identificar 5 regiões distintas; corrosão generalizada, corrosão por pites, passivação imperfeita, passivação perfeita e imunidade. (POURBAIX, M., 1970) (p. 113)
- FIGURA III-12. Comportamento esquemático da curva de polarização anódica, também conhecida por diagrama de Evans, para o aço em presença de cloretos. (p. 114)
- FIGURA III-13. Representação esquemática da corrosão do aço em pites, em presença de cloretos. (p. 117)
- FIGURA III-14. Representação esquemática das formas de penetração de cloretos na estrutura de concreto. (p. 121)
- FIGURA III-15. Ações e mecanismos de penetração de cloretos em função da porosidade do concreto. (p. 122)
- FIGURA III-16. Quantidade de íons, em C, migrados por ação de campo elétrico, em função da relação água/cimento e teor de microssilica. (SCALI, M. J., CHIN, D. & BERKE, N. S., 1987) (p. 129)
- FIGURA III-17. Influência da direção do fluxo de vapor de água, no teor e profundidade de penetração de cloretos. (MÉHTA, P. K.; SCHIESSL, P. & RAUPACH, M., 1992) (p. 131)
- FIGURA III-18. Proporção do total de cloretos que permanecem livres na solução intersticial para participar das reações de despassivação do aço. (PAGE, C. L. & VENNESLAND, Ø., 1983) (p. 133)
- FIGURA III-19. Relação entre corrente de corrosão e concentração de cloretos relativamente à concentração de hidroxilas. (ANDRADE, C. et alii, 1986) (p. 137)

- FIGURA III-20. Nomograma conceitual prático para adoção do teor limite ou crítico máximo de cloretos no concreto. (CEB, 1992) ( p. 138 )
- FIGURA III-21. Velocidade de perda e de absorção de uma mesma massa de água em concreto de relação a/c = 0,45, em ambiente de UR = 60%. (BAKKER, R. F. M., 1988) ( p. 139 )
- FIGURA III-22. Representação esquemática da distribuição da umidade residual do concreto segundo o grau de umidade do ambiente externo. ( p. 140 )
- FIGURA III-23. Influência da umidade de equilíbrio e do teor de cloretos na resistividade do concreto. (BURY, M. R. C. & DOMONE, P. L., 1974) ( p. 141 )
- FIGURA III-24. Variação da resistividade elétrica de prismas de concreto armado submetidos a vários ciclos de molhagem e secagem. (HOPE, B. B. & IP, A. K. C., 1987) ( p. 142 )
- FIGURA III-25. Efeito da adição de microfibras, na resistividade do concreto. (VENNESLAND, Ø. & GJØRV, Ø. E., 1983) ( p. 143 )
- FIGURA III-26. Difusão do oxigênio dissolvido através dos poros de concretos saturados de água. (GJØRV, O. E., VENNESLAND, O. & EL-BUSSAID, A. H. S., 1986) ( p. 144 )
- FIGURA III-27. Perda de massa de aço na região da fissura após ciclos de molhagem e secagem em solução de cloretos. (SCHIESSL, P. e RAUPACH, M., 1990) ( p. 149 )
- FIGURA III-28. Representação esquemática de corrosão por correntes erráticas e forma de prevenção. ( p. 151 )
- FIGURA III-29. Mecanismo de deterioração de coletores e interceptores de esgoto, construídos em concreto armado, sem proteção superficial. (LUDWIG, R. e ALMEIDA, S. A. S., 1979) ( p. 154 )
- FIGURA III-30. Influência da umidade relativa no risco de corrosão das armaduras. (CEB, 1992) ( p. 157 )

#### Capítulo IV DIAGNÓSTICO E PROGNÓSTICO

- FIGURA IV-1. Sequência geral de análise de uma estrutura com problemas patológicos. ( p. 160 )
- FIGURA IV-2. Desenho esquemático de extração de cloretos a diferentes profundidades, com objetivo de construir o perfil de teor de cloretos no concreto em estudo. ( p. 168 )
- FIGURA IV-3. Influência do teor de umidade dos poros na corrosão das armaduras. (VENTURA, B. P.; ORTEGA, E. B. & ANDRADE, C., 1987) ( p. 171 )
- FIGURA IV-4. Relação entre corrente de corrosão e a resistência ôhmica compensada entre o eletrodo de referência e o de trabalho. ( ANDRADE, C., 1992) ( p. 173 )
- FIGURA IV-5. Relação entre a profundidade média corroída e a profundidade efetiva nos "olhos" dos pites. ( RODRIGUEZ, J. & ANDRADE, C., 1992) ( p. 177 )
- FIGURA IV-6. Limites de referência para trabalhos de manutenção em pontes. (WALLBANK, E. J., 1989) ( p. 179 )
- FIGURA IV-7. Correspondência entre o estado da estrutura em função da corrente de corrosão, medida através da metodologia de resistência de polarização, e da profundidade média de ataque, medida diretamente "in loco". (RODRIGUEZ, J. & ANDRADE, C., 1992) ( p. 180 )
- FIGURA IV-8. Quadro orientativo para o cálculo e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado, dirigido para o fenômeno de corrosão das armaduras. ( p. 182 )
- FIGURA IV-9. Nomograma para estimativa da vida útil de estruturas de concreto armado em função da espessura do revestimento de concreto e do teor de cloretos no concreto superficial. (BABAEI, K., 1986) ( p. 185 )
- FIGURA IV-10. Nomograma para previsão de vida útil das estruturas submetidas à ambiente com cloretos, em função da relação água/cimento e do revestimento de concreto à armadura. (CLEAR, K. C. & HAY, R. E., 1983) ( p. 187 )
- FIGURA IV-11. Vida útil residual, em anos, sem fissuração, em função da intensidade da corrente de corrosão,  $i_{corr}$ . ( p. 192 )

- FIGURA IV-12. Representação esquemática da evolução do perfil de cloretos efetivamente medido em obra através de pelo menos dois instantes de tempo. ( p. 195 )
- FIGURA IV-13. Vida útil residual em função da intensidade da corrente de corrosão,  $i_{corr}$ , para o diâmetro de 10 mm, antes e após eventual fissuração e destacamento do concreto de cobrimento. ( ANDRADE, C., ALONSO, M. C. & GONZALEZ, J. A., 1990 ) ( p. 197 )



## LISTA DE FOTOS

### Capítulo I MECANISMO DA CORROSÃO DE ARMADURAS

FOTO I-1. Variedade de cores dos produtos de corrosão. Corrosão em presença de cloretos em região de pouco acesso de oxigênio (a) e corrosão típica de região com grande acesso de oxigênio (b). ( p. 36 )

### Capítulo II METODOLOGIAS E MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA CORROSÃO

FOTO II-1. Semi-célula de corrosão ou eletrodo padrão secundário de cobre/sulfato de cobre, CSE, com recipiente para solução condutiva e esponja de contato. ( p. 69 )

### Capítulo III PERDA DA PROTEÇÃO E CINÉTICA DA REAÇÃO

FOTO III-1. Destacamento do concreto de cobrimento devido às forças de expansão dos produtos da corrosão. ( p. 93 )

FOTO III-2. Corrosão acentuada de estribos em vigas e pilares. Em geral as fissuras não são profundas e o destacamento do concreto de cobrimento ocorre rapidamente. ( p. 93 )

FOTO III-3. Regiões angulosas, arestas e cantos vivos de componentes estruturais aumentam os riscos de aparecimento de corrosão. ( p. 96 )

FOTO III-4. Queda da ponte suporte da adutora de água potável no bairro do Socorro / SP. Processo de corrosão interna dos tirantes de aço sem manifestação visível. ( p. 96 )

FOTO III-5. Queda do silo de armazenamento de cereal a granel na cidade de Itajaí/SC. Processo de corrosão interna da armadura sem manifestação externa visível. ( p. 97 )

FOTO III-6. Manchas superficiais de corrosão em componentes armados sem ocorrência de fissuração ou destacamento do concreto de cobrimento. Concreto leve e de elevada porosidade. ( p. 97 )

FOTO III-7. Processo essencialmente eletroquímico gera trechos corroídos alternados com não corroídos, correspondentes a zonas anódicas e catódicas. ( p. 98 )

FOTO III-8. Colapso parcial de lajes de cobertura, tipo caixão perdido (mesa inferior), em reservatório de água. Notar que a ruptura da armadura ocorreu nos locais de existência prévia de fissura. ( p. 146 )

FOTO III-9. Corrosão de armaduras em lajes de cobertura de reservatório sujeita a ciclos de molhagem e secagem. ( p. 152 )

FOTO III-10. Corrosão e deterioração de estrutura de concreto armado em ambiente industrial. ( p. 153 )

FOTO III-11. Corrosão de tela de aço utilizada como armadura de laje de forro em habitação popular situada em atmosfera marinha. ( p. 156 )

### Capítulo IV DIAGNÓSTICO E PROGNÓSTICO

FOTO IV-1. Aspecto da superfície de concreto submetida à solução de fenolftaleína. Notar que nos cantos a carbonatação atinge profundidades maiores. ( p. 166 )

## LISTA DE MICROGRAFIAS

### Capítulo I MECANISMO DA CORROSÃO DE ARMADURAS

- MICROGRAFIA I-1.** Detalhe obtido por aumento de 24 vezes da interface armadura/matriz de concreto, podendo-se visualizar os produtos da corrosão permeando o concreto. ( p. 20 )
- MICROGRAFIA I-2.** Detalhe obtido por aumento de 1000 vezes, da microestrutura porosa dos produtos da corrosão. Foto obtida por imagem de elétrons retroespalhados ("backscattered") de microscópio eletrônico de varredura (SEM), em amostra polida, seca e observada em câmara de vácuo. ( p. 21 )
- MICROGRAFIA I-3.** Detalhe aumentado de 540 vezes obtido através de uso de microscópio eletrônico de varredura (SEM) por imagem gerada através de elétrons retroespalhados ("backscattered"), a partir de amostra seca, polida e observada em câmara de vácuo. Notar em primeiro plano o aço, a seguir os produtos da corrosão com pite, e por fim a matriz de concreto. ( p. 39 )
- MICROGRAFIA I-4.** Detalhe da interface aço-produtos da corrosão-matriz de pasta de cimento hidratado, aumentado de 220 vezes com uso de microscópio eletrônico de varredura SEM, com imagem obtida através de elétrons secundários em amostra seca, polida e examinada em câmara de vácuo. Notar retângulo onde foi aplicada microssonda para análise elementar. ( p. 41 )

## LISTA DE TABELAS

### Capítulo I MECANISMO DA CORROSÃO DE ARMADURAS

TABELA I-1. Potenciais normal ou padrão de eletrodo- $E^0$ , referidos ao eletrodo padrão de hidrogênio, a 25°C e com atividade iônica unitária. Série eletroquímica. (JONES, D. A., 1992) ( p. 25 )

### Capítulo III PERDA DA PROTEÇÃO E CINÉTICA DA REAÇÃO

- TABELA III-1. Características dos produtos da corrosão em função da concentração de cloretos. (RAHARINAIVO, A. & GENIN, J-M. R., 1986) ( p. 116 )
- TABELA III-2. Espessuras mínimas de cobertura de concreto à armadura para evitar o alcance de soluções agressivas por percolação. ( p. 128 )
- TABELA III-3. Classificação do grau de agressividade com base na umidade relativa do ambiente. (CEB, 1992) ( p. 152 )
- TABELA III-4. Fatores intervenientes no processo de corrosão, carbonatação e contaminação por cloretos. ( p. 158 )

### Capítulo IV DIAGNÓSTICO E PROGNÓSTICO

- TABELA IV-1. Limites de norma para teor total de cloretos. ( p. 170 )
- TABELA IV-2. Classificação dos graus de deterioração segundo boletim 162 do CEB. ( p. 176 )
- TABELA IV-3. Classificação dos concretos com base no coeficiente de carbonatação,  $k_{CO_2}$ . ( p. 183 )
- TABELA IV-4. Teores de cloretos, orientativos ou de referência, no concreto da superfície, em função do meio ambiente. ( p. 186 )
- TABELA IV-5. Classificação dos concretos com base no coeficiente efetivo de difusão de cloretos,  $Def_{Cl}$ . ( p. 189 )

## **Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado**

### **Resumo**

Esta tese propõe-se a apresentar e discutir os estudos de corrosão em armaduras de concreto armado com uma abordagem didática, abrangente e sistêmica da questão. Trata-se de um trabalho amplo resultante de várias pesquisas efetuadas pelo autor e por seus orientandos a partir de 1981.

Em cada um dos capítulos desta tese discute-se uma proposta nova de análise e estudo do tema com base em experimentos realizados durante esses anos no Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo/IPT, no Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul-CPGEC/UFRGS, no Centro de Pesquisas e Desenvolvimento em Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo-CPqD/PCC/EPUSP e na Universidade da Califórnia em Berkeley/USA.

Inicialmente discutem-se os parâmetros intervenientes na termodinâmica e na cinética das reações, propondo-se uma conceituação inédita para a previsão da vida útil das estruturas de concreto armado com problemas de corrosão de armaduras. A seguir, os métodos e metodologias de ensaio são classificados em função da finalidade de medida de propriedades relacionadas à termodinâmica das reações, ou relacionadas à cinética do processo. Distinguem-se ainda os ensaios em concreto dos ensaios em armadura e dos ensaios no sistema aço-concreto-meio ambiente. Apresenta-se também um novo método de ensaio com base eletroquímica, utilizando corrente ou tensão impressas, desenvolvido para estudo acelerado da influência das características do concreto e de eventuais revestimentos aplicados diretamente sobre a armadura ou sobre a superfície do concreto, na migração de cloretos.

Posteriormente é efetuada a discussão dos mecanismos através dos quais ocorre a perda da proteção natural conferida pelo concreto à armadura. São também apresentados e discutidos os procedimentos adequados para vistoria, ensaios, análise e julgamento das condições de serviço e última das estruturas com manifestações patológicas do tipo corrosão de armaduras. Apresentam-se resultados experimentais próprios obtidos de pesquisa ou de análise de estruturas reais, fornecendo os elementos básicos para a elaboração do prognóstico e avaliação da vida útil das estruturas.

Finalmente, nas considerações finais é apresentado o projeto temático aprovado na Fapesp e recém iniciado que contempla os temas que, na opinião do autor, são os mais importantes e necessários ao prosseguimento dos estudos de corrosão, reparo e proteção das armaduras no Brasil. Relata também como os resultados das pesquisas concluídas e em andamento, estão sendo transferidos ao meio técnico para benefício da comunidade.

## **Contribution to the Study of Steel Corrosion in Reinforced Concrete**

### **Abstract**

This work shows and discusses the corrosion of reinforcement in concrete in a didactic, comprehensive and systemic approach. It is a result of a wide and extensive effort of several years, through research works carried out by the author and his graduate students, from 1981.

Each chapter of this thesis presents and discusses a new proposal to analyze and understand the steel corrosion in reinforced concrete considering the experiments performed during these years in different Research Institutions: Institute of Technological Research of São Paulo State-IPT; Graduate Course on Civil Engineering of Federal University of Rio Grande do Sul-CPGEC/UFRGS; Research and Development Center on Civil Engineering Construction of the Polytechnic School, University of São Paulo-CPqD/PCC/EPUSP and University of California at Berkeley.

First of all important factors in thermodynamics and kinetics of the process are presented, suggesting a new concept to estimate the service life of concrete structures with reinforcement corrosion. The tests and techniques to study steel corrosion in concrete are classified by thermodynamic or kinetic process approach. The methods to test concrete, steel and the steel-concrete-environment system are distinguished. A new test method with electrochemical approach is presented, by using external current or potential, developed to measure the concrete characteristics on chloride ions diffusion. Also it is possible to test paints, coatings and overlays applied to steel bars surfaces or applied to concrete surface.

The mechanism of loss of natural protection of steel inside concrete is discussed in the next chapter. The adequate procedures to make an initial survey, tests, detailed inspection, presentation of data and judgment of service and failure analysis conditions, are presented. Experimental data results from laboratory tests and from field observations are presented. The goal of this part was to supply the basic tools to make a prognostic and to evaluate the service life of concrete structures.

Concluding remarks present the thematic project that is beginning under sponsorship of the Research Funding Agency for the State of São Paulo-Fapesp. This project comprehends the most important and necessary issues to develop steel corrosion studies, repairs and protection, in Brazil, in the author's opinion. It is also presented how the result of this research is being transfer to professionals to improve the knowledge of civil construction industry.

## INTRODUÇÃO

### 1. Importância Econômica

Várias são as vezes em que o profissional de engenharia civil se vê diante de um problema de corrosão de armaduras nas estruturas de concreto armado e protendido. Devido à complexidade do processo, em muitas situações, não é fácil nem rápido justificar o porquê de uma estrutura corroída quando tantas outras, em tudo semelhantes e similares, não apresentaram o problema.

Corrosão pode ser entendida como a interação destrutiva de um material com o meio ambiente, como resultado de reações deletérias de natureza química ou eletroquímica, associadas ou não a ações físicas ou mecânicas de degradação.

No caso de armaduras em concreto, os efeitos degenerativos manifestam-se na forma de manchas superficiais causadas pelos produtos de corrosão, fissuras, destacamento do concreto de cobertura, redução da secção resistente das armaduras com frequente seccionamento de estribos, redução e eventual perda de aderência das armaduras principais, ou seja, deteriorações que levam a um comprometimento da segurança estrutural.

O processo através do qual um metal retorna ao seu estado natural, tal qual se encontrava na natureza formando compostos estáveis na forma de óxidos, é espontâneo pois corresponde a uma redução da energia livre de Gibbs<sup>1</sup>. O fenômeno vai acompanhado de uma perda de elétrons por parte do metal, o que também o torna conhecido equivocadamente por "oxidação", termo geral utilizado na química para indicar processos de combinação de uma substância com o oxigênio.

Toda corrosão metálica à temperatura ambiente em meio aquoso é de natureza eletroquímica, ou seja, pressupõe a existência de uma reação de óxido-redução e a circulação de íons num eletrólito. Essa corrosão eletroquímica, no caso das armaduras de concreto, conduz à formação de óxidos/hidróxidos de ferro<sup>2</sup>, com volume algumas vezes superior ao volume do metal de origem, de cor predominantemente amarronzada com constituição gelatinosa e porosa, denominados ferrugem.

As armaduras inseridas nos componentes estruturais de concreto estão, em princípio, protegidas e passivadas contra corrosão. Essa proteção é proporcionada pelo concreto de

---

<sup>1</sup> Josiah Willard Gibbs ( 1839-1903 ) físico americano. Professor de matemática/física na Universidade de Yale/USA, ficou conhecido pelos desenvolvimentos e contribuições à termodinâmica, em especial a teoria conhecida por "regras de fases" correlacionando a microestrutura dos materiais com as variáveis de estado; temperatura, pressão e composição. A variação da energia livre de Gibbs pode ser calculada por  $\Delta G = -n \cdot F \cdot E$  onde: n=número de elétrons; F=constante de Faraday (96.493 C) e E=potencial de eletrodo do metal, em Volts. Sempre que  $E > 0 \rightarrow \Delta G < 0$  a reação será espontânea.

<sup>2</sup> Denominados de "produtos da corrosão" devido à complexidade e ao elevado número de compostos transitórios e definitivos passíveis de ocorrência.

cobrimento que forma uma barreira física ao ingresso de agentes externos e principalmente por uma proteção química conferida pela alta alcalinidade da solução aquosa presente nos poros do concreto.

A perda ou ruptura dessa proteção, ainda que localizada, pode desencadear um processo de deterioração, na maioria das vezes progressivo e auto-acelerante. A perda da proteção pode dar-se principalmente através dos fenômenos de carbonatação e de contaminação por cloretos no concreto de cobrimento da armadura. Fissuração, solicitações cíclicas, execução inadequada, materiais de natureza diversa, ciclos de molhagem e secagem, variações de temperatura e atmosferas agressivas são outros agentes que contribuem para a perda dessa proteção natural, ou para a aceleração de um processo corrosivo já iniciado.

O fenômeno da corrosão de armaduras ocorre segundo vários fatores que agem simultaneamente devendo sempre ser analisado com uma visão sistêmica. Para fins didáticos, facilidade de compreensão e de estudo, os principais fatores podem ser analisados isolada e individualmente. Somente através do estudo e entendimento desses fatores e mecanismos de ação, assim como do conhecimento dos recursos existentes para observação e medida dos parâmetros eletroquímicos da corrosão, será possível evitá-la em obras novas e principalmente corrigir os problemas em estruturas existentes.

A comunidade técnica internacional tem dedicado majoritariamente sua atenção nos últimos 15 anos aos problemas de corrosão de armaduras buscando os melhores caminhos para a especificação e o projeto de obras novas assim como a execução de reparos, reforços e reconstruções de um sem número de obras com problemas patológicos. Em recente artigo, Andrade e González<sup>3</sup> afirmam que o fenômeno da corrosão das armaduras em concreto passou a ser, nos últimos 20 anos, o problema econômico de primeira importância na área de construção civil da maioria dos países desenvolvidos. Para endossar essas afirmativas citam problemas na Europa, Golfo Pérsico e principalmente diversas pesquisas e levantamentos efetuados nos Estados Unidos, questionando a vida útil das estruturas de concreto que apresentam problemas graves de corrosão de armaduras com apenas 5 a 10 anos de idade, quando foram projetadas para uma vida útil de 50 a 100 anos.

Mehta<sup>4</sup>, na palestra principal da segunda Conferência Internacional sobre durabilidade do concreto, realizada em 1991, no Canadá, abordou a questão da durabilidade das estruturas de concreto nos últimos 50 anos enfocando todos os aspectos do problema; corrosão de armaduras, ação de congelamento e descongelamento, reações álcali-agregados, reações com sulfatos, dosagem e composição do concreto e aspectos

<sup>3</sup> ANDRADE, C.; GONZALEZ, J. A. Tendencias Actuales en la Investigación sobre Corrosion de Armaduras. *Informes de la Construcción*, v. 40, n. 398, p. 7-14, nov. dic. 1988.

<sup>4</sup> MEHTA, P. Kumar. Durability of Concrete - Fifty Years of Progress? In: V. M. Malhotra, ed. *Proceedings of the Second International Conference on Durability of Concrete*. Detroit, ACI, 1991. p.1-31 (SP-126)

químicos em geral. Para tal reviu os anais dos Congressos Internacionais promovidos pelas mais importantes associações e entidades ligadas ao concreto, tais como; "American Concrete Institute-ACI", "American Society for Testing and Materials-ASTM", "Réunion Internationale des Laboratoires D'Essais et Matériaux-RILEM", "International Congress on the Chemistry of Cements", ocorridos a partir de 1938, demonstrando claramente o aumento significativo de pesquisas sobre durabilidade<sup>5</sup>. Na sua extensa e minuciosa análise dedicou especial atenção ao capítulo de corrosão de armaduras citando os seguintes fatos;

- 253.000 tabuleiros de pontes rodoviárias e ferroviárias, nos Estados Unidos, estavam com problemas de durabilidade, conforme levantamento publicado em 1986;
- vários túneis de concreto armado construídos em diferentes países apresentaram problemas de vazamentos e infiltrações, associados à corrosão de armaduras;
- a análise de 27 edifícios que ruíram, total ou parcialmente, na Inglaterra durante o período de 1974 a 1978 mostrou que a causa principal de falha de pelo menos oito deles, com idades entre 12 e 40 anos, foi corrosão de armaduras;
- o custo da recuperação das estruturas de concreto armado destinadas a garagens e estacionamentos no Canadá que apresentam problemas de corrosão de armaduras atinge mais de 3 bilhões de dólares americanos;
- a reduzida vida útil das estruturas de concreto, como por exemplo o reparo da estrutura de concreto, com problemas de corrosão de armaduras, da ponte San Mateo-Hayward na Califórnia, sobre as águas da Baía de San Francisco, efetuada após 16 anos da inauguração;
- recuperação de túnel em Dubai, junto ao Golfo Pérsico, ao custo equivalente ao dobro do custo de construção devido a problemas de infiltrações de água agressiva e conseqüente corrosão de armaduras.

Em palestra sobre o mesmo tema, proferida na EPUSP<sup>6</sup>, o professor Mehta concluiu afirmando que os engenheiros podem ainda não ser hábeis para predizer a durabilidade, mas têm a possibilidade efetiva de prolongar a vida útil das estruturas de concreto através do uso adequado das informações existentes, muitas vezes esquecidas ou negligenciadas.

Os americanos são pródigos em levantamentos confiáveis sobre a incidência de manifestações patológicas em estruturas de concreto. Em 1982<sup>7</sup>, por exemplo, um levantamento, do estado de conservação de 560.000 pontes indicou que 39.000 delas

<sup>5</sup> Enquanto em 1938 no Congresso Internacional de Química do Cimento em Estocolmo havia apenas um parágrafo sobre durabilidade, em 1987 na "International Conference on Concrete Durability" promovida pelo ACI em Atlanta/USA, foram apresentados mais de 100 trabalhos sobre o tema.

<sup>6</sup> MEHTA, P. Kumar. Durability of Concrete - Fifty Years of Progress? In: Colóquio Internacional sobre Avanços nas Tecnologias de Produção e Reparo de Concretos em Meios Agressivos, São Paulo, ago. 1992. Anais. São Paulo, EPUSP, 1992.

<sup>7</sup> CRAIG, J. R.; O'CONNOR, D. S.; AHLKOG, J. J. Economic of Bridge Deck. Protection Methods. *Materials Performance*, p. 32-4, Nov. 1982.



deveriam ser reparadas ao custo de 7,2 bilhões de dólares americanos, para poderem ser utilizadas com segurança. Skalny<sup>8</sup>, em nome do comitê "Concrete Durability" informou em 1987 que o valor de todos os edifícios e estruturas de concreto nos Estados Unidos alcançava a cifra de 6 trilhões de dólares. Ao mesmo tempo o volume de recursos manipulados pela construção civil em 1985 foi de 300 bilhões de dólares, empregando 5,5 milhões de trabalhadores, cerca de 17% da força de trabalho americana. Em relação a este volume de recursos os custos de reparos podem ser estimados em 50 bilhões de dólares/ano, representando cerca de 16% do total do setor.

A corrosão de armaduras aparece como a terceira patologia de maior incidência nas estruturas de concreto conforme levantamento efetuado pelo GEHO<sup>9</sup> em 52 províncias espanholas. Na análise de 844 casos a corrosão foi a causa de 15% do total de patologias encontradas, somente atrás das fissuras (62%) e das deformações excessivas (22%).

A nível nacional ainda são poucos os dados e enquetes disponíveis. Este autor teve oportunidade de orientar um levantamento de manifestações patológicas efetuado por Dal Molin<sup>10</sup>, no Rio Grande do Sul, mostrando que se por um lado a incidência de corrosão de armaduras em edificações é da ordem de apenas 11% do total de patologias encontradas, por outro, esta cifra sobe ao significativo patamar de 40%, quando analisada segundo a gravidade e implicações da manifestação patológica na segurança estrutural, conforme mostrado na Fig. 1.

Magalhães, Folloni e Furman<sup>11</sup> da Divisão de Obras de Arte da Prefeitura do Município de São Paulo realizaram extensa vistoria em 145 viadutos e pontes da capital classificando 22 como de alto risco e 18 como de médio risco, sendo que 58% do total apresentavam problemas de corrosão de armadura. Enio Figueiredo e Ruiz Andrés<sup>12</sup>, doutorando e mestranda da EPUSP sob orientação deste autor, têm estudado sistematicamente os problemas de durabilidade das obras civis nas indústrias de celulose e papel encontrando a corrosão de armaduras como um dos problemas frequentes, de correção difícil e dispendiosa. No campo das soluções e correções dos problemas de

<sup>8</sup> COMMITTEE on CONCRETE DURABILITY: NEEDS and OPPORTUNITIES. *Concrete Durability: A Multibillion-Dolar Opportunity*. Washington, NMAB, CETS, NRC, National Academy Press, 1987. (Report NMAB-437)

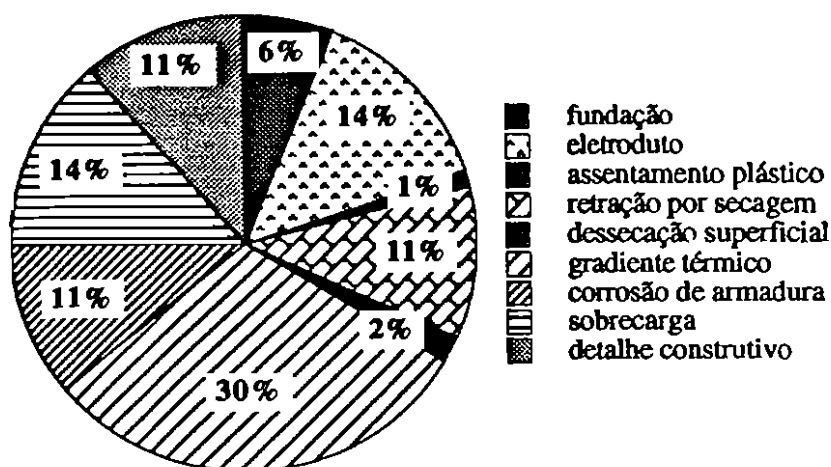
<sup>9</sup> GRUPO ESPAÑOL del HORMIGÓN. *Encuesta sobre Patología de Estructuras de Hormigón*. Madrid, GEHO, feb. 1992. (Boletín, 10)

<sup>10</sup> Dal MOLIN, Denise C. C. *Fissuras em Estruturas de Concreto Armado: Análise das Manifestações Típicas e Levantamento de Casos Ocorridos no Estado do Rio Grande do Sul*. Porto Alegre, 1988. Dissertação (Mestrado). Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

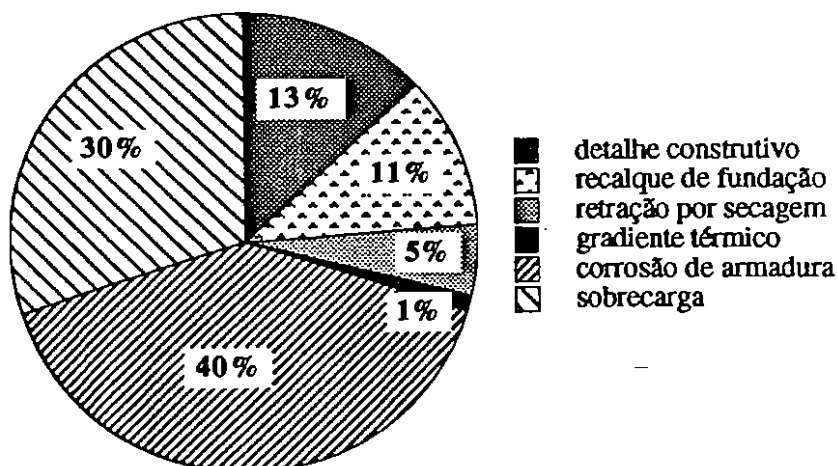
<sup>11</sup> MAGALHÃES, Catullo P.; FOLLONI, Ricardo; FURMAN, Horácio. *Análise da Patologia das Obras de Arte do Município de São Paulo*. In: Simpósio Nacional de Reforços, Reparos e Proteção das Estruturas de Concreto, São Paulo, maio 1989. *Anais*. São Paulo, EPUSP, 1989. p. 3-17

<sup>12</sup> FIGUEIREDO, Enio J. P.; RUIZ ANDRES, Purificación. *Patologia das Obras Civis nas Indústrias de Celulose e Papel*. In: Simpósio sobre Patologia das Edificações: Prevenção e Recuperação, Porto Alegre, out. 1989. *Anais*. Porto Alegre, CPGEC, UFRGS, 1989. p. 283-301

corrosão de armaduras, Oliveira<sup>13</sup>, tem frequentemente abordado as principais questões relacionadas à problemática de reparos.



( a )



( b )

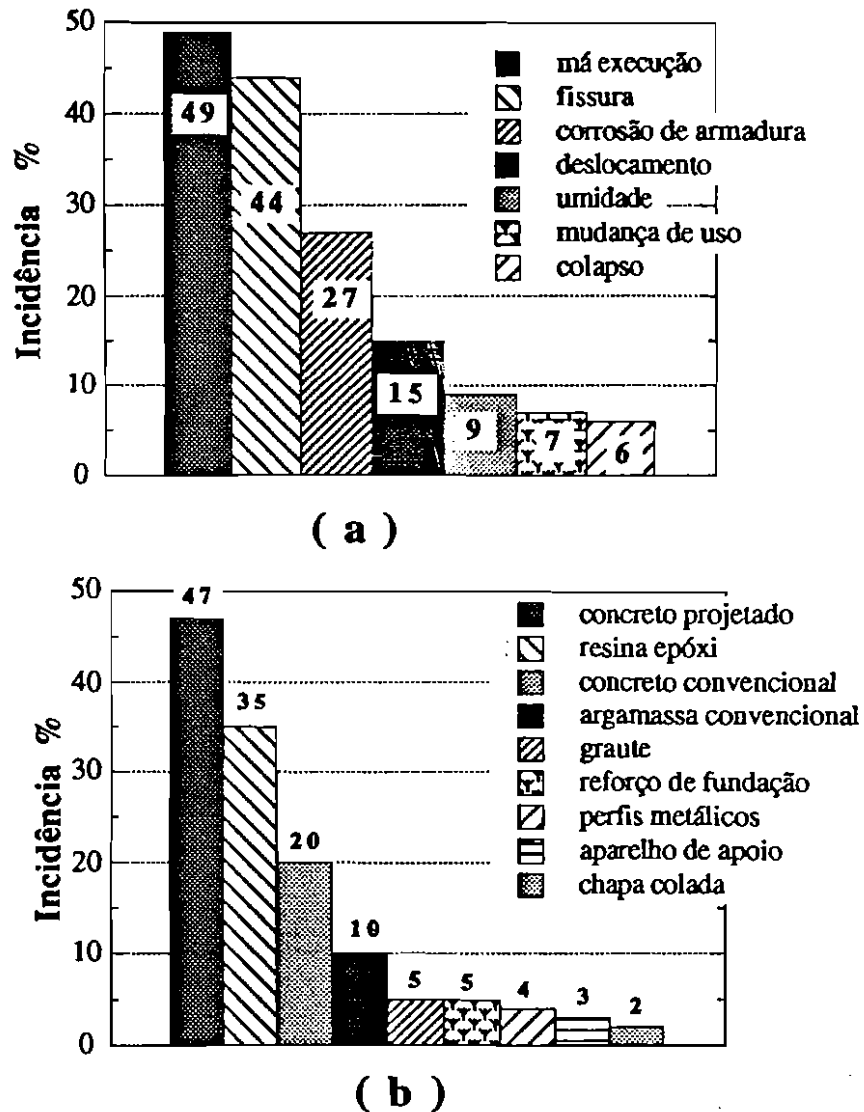
**FIGURA 1.** Incidência de manifestações patológicas em construções de concreto armado no Rio Grande do Sul (a) e incidência relativa em função da gravidade do dano provocado (b). (Dal MOLIN, D. C. C., 1988)<sup>10</sup>

O trabalho mais completo sobre o tema no Brasil é de autoria dos professores Antonio Carmona Filho e Arthur Marega, intitulado "Retrospectiva da Patologia no Brasil; Estudo Estatístico"<sup>14</sup> no qual foram analisados mais de 700 relatórios técnicos de casos de patologia em diferentes regiões do país. Tomando como base o faturamento das nove maiores empresas de recuperação do Brasil e dos seis maiores escritórios de projeto de

<sup>13</sup> OLIVEIRA, Paulo S. F. Proteção e Manutenção das Estruturas de Concreto. *Engenharia*, n. 485, p. 11-26, nov. dez. 1991.

<sup>14</sup> CARMONA FILHO, A.; MAREGA, A. Retrospectiva da Patologia no Brasil; Estudo Estatístico. In: Jornadas en Español y Portugués sobre Estructuras y Materiales, Madrid, 1988. *Colloquia 88*. Madrid, CEDEX, IET, mayo 1988. p. 325-48

recuperação estrutural, os pesquisadores citados encontraram a expressiva cifra de 28 milhões de dólares investidos no ano de 1987 em obras de recuperação e reforço. A corrosão de armaduras ocorreu em 27% do total de casos analisados. Concreto projetado com 47% do total, seguido por resinas epóxi com 35%, e concreto convencional com 20%, foram as soluções mais utilizadas na correção dos problemas encontrados, conforme apresentado na Fig.2.



**FIGURA 2.** Incidência de manifestações patológicas em estruturas de concreto armado a nível nacional (a) e proporção relativa do tipo de correção adotada (b).  
(CARMONA FILHO, A. & MAREGA, A., 1988)<sup>14</sup>

O problema de corrosão das armaduras em estruturas de concreto infelizmente tem grande incidência, tem acarretado acidentes fatais como alguns desabamentos das marquises e lajes em balanço sobre calçadas em Porto Alegre<sup>15</sup>, ou acarretado enormes prejuízos como a queda da adutora principal da Sabesp<sup>16</sup> sobre o rio Pinheiros na Ponte do

<sup>15</sup> Publicado em manchete no jornal "O Estado de S. Paulo" de 7 de outubro de 1988.

<sup>16</sup> Publicado em manchete de primeira página no "Jornal da Tarde" de 22 de junho de 1988.

Socorro em São Paulo que deixou perto de 3 milhões de paulistanos sem água potável, durante cerca de quinze dias.

Para evitar a ocorrência de corrosão em obras novas é necessário conhecimento técnico atualizado e abrangente do problema. No caso de reparos e recuperações as exigências de conhecimento são ainda maiores requerendo materiais e técnicas específicas a cada caso, sendo, desta forma, o estudo da corrosão de armaduras um tema de grande importância atual para o desenvolvimento da engenharia.

## 2. Pesquisas na Área

Nos Estados Unidos, os primeiros estudos sistemáticos de corrosão de armaduras tiveram início em 1961, por iniciativa da "Portland Cement Association-PCA"<sup>17</sup>, que juntamente com dez departamentos estaduais de transportes efetuaram levantamento de manifestações patológicas em 70 tabuleiros de pontes distribuídas por vários estados americanos. O programa teve por objetivo não só identificar os problemas mas também encontrar suas causas e propor recomendações para projetos futuros. Concluiu recomendando, entre outros cuidados, concretos de relação água/cimento máxima de 0,44 e cobrimentos mínimos de concreto à armadura de 50 mm<sup>18</sup>.

Babaei<sup>19</sup> em seu relatório de avaliação da durabilidade de tabuleiro de pontes no estado de Washington, descreve também as experiências de outros nove departamentos estaduais de transporte dos Estados Unidos que empregaram técnicas eletroquímicas para monitoramento da corrosão dando especial ênfase à medida do potencial de eletrodo através do uso do eletrodo de referência secundário à base de cobre/sulfato de cobre em continuidade aos trabalhos pioneiros de Stratfull<sup>20</sup>, introdutor do método nas aplicações em tabuleiro de pontes de concreto nos Estados Unidos.

Em 1984 o "National Materials Advisory Board-NMAB" pertencente ao "National Research Council of USA", utilizando recursos do Departamento de Defesa e da Aeronáutica Americana, contratou o "Committee on Concrete Durability: Needs and Opportunities"<sup>21</sup> para estudar a questão da durabilidade das obras civis de infra-estrutura do país. Em 1980 o próprio "NMAB" havia elaborado um estudo intitulado "The Status of Cement and Concrete Research and Development in the United States" que concluiu estar

<sup>17</sup> PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. Durability of Concrete Bridge Decks: A Cooperative Study; final Report EB067.01E. Skokie, PCA, 1970.

<sup>18</sup> Para locais onde não serão utilizados sais de degelo, o limite pode ser de  $a/c \leq 0,49$  e cobrimento mínimo de 38 mm.

<sup>19</sup> BABAEI, Khossrow. Evaluation of Half-Cell Corrosion Detection Test for Concrete Bridge Decks: final report. Seattle, Washington State Department of Transportation, 1986. (WA-RD 95.1)

<sup>20</sup> STRATFULL, R. F. Half-cell Potentials and the Corrosion of Steel in Concrete. Highway Research Record, n. 433, p. 12-21, 1973.

<sup>21</sup> COMMITTEE ON CONCRETE DURABILITY: NEEDS AND OPPORTUNITIES. Concrete Durability: A Multibillion-Dollar Opportunity. Washington, NMAB, CETS, NRC, National Academy Press, 1987. (Report NMAB-437)

a atividade de pesquisa americana<sup>22</sup> no campo de concreto, deficiente e em declínio, o que deu origem à solicitação deste segundo estudo para saber as razões desse declínio e as posições a tomar<sup>23</sup>. O relatório final do segundo trabalho, publicado em 1987 concluiu que havia problemas graves de durabilidade das estruturas de concreto em proporção suficientemente grande para merecer uma ação nacional, recomendando as seguintes providências;

- incluir nos programas das escolas de engenharia tópicos científicos de durabilidade dos materiais com especial ênfase na química e física, conforme mostrado esquematicamente na Fig.3.

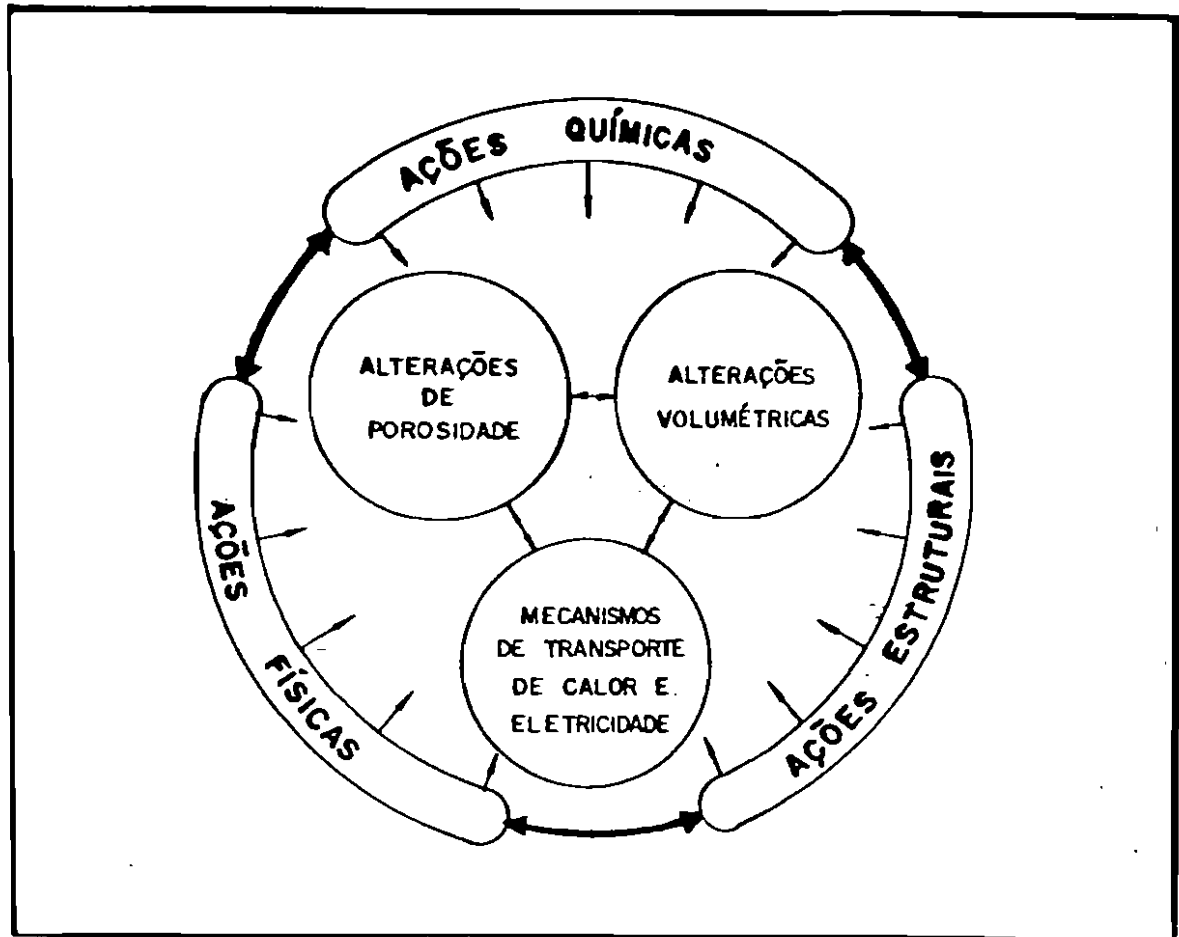


FIGURA 3. Representação esquemática das interações meio ambiente / estrutura interna do concreto. (COMMITTEE on CONCRETE DURABILITY, 1987)<sup>21</sup>

- incrementar e expandir programas de pesquisa multi-disciplinares e cooperativos entre Universidade, Indústria e Governo;
- desenvolver sistemas e critérios de previsão da vida útil e de avaliação e monitoramento das estruturas;

<sup>22</sup> ESTADOS UNIDOS. National Materials Advisory Board. *The Status of Cement and Concrete R&D in the United States*. Washington, D. C., National Academy of Sciences, 1980. (Report NMAB, 361)

<sup>23</sup> SKALNY, P. Concrete Durability: A Multibillion-Dollar Opportunity. *Concrete International*, v. 10, n. 1, p. 33-5, Jan. 1988.

- expandir e estimular os cursos de educação continuada e criar novos cursos destinados a técnicos e operários que trabalham com concreto;
- aumentar os meios de transferência de tecnologia, tais como cursos, simpósios, congressos, normalização;
- aumentar os recursos destinados à pesquisa e desenvolvimento em construção civil criando uma taxa extra sobre a venda de todos os materiais de construção para destiná-la à pesquisa e desenvolvimento, e, aumentar a destinação das agências federais à pesquisa na engenharia civil;
- desenvolver e implementar os sistemas de garantia e de controle da qualidade na construção civil.

Como resultado desse relatório contundente, a "Federal Highway Agency of USA-FHA" através da "Surface Transportation and Urban Relocation Assistance-STURA" lançou, em 1987 um programa nacional de pesquisa intitulado "Strategic Highway Research Program-SHRP" no valor de 150 milhões de dólares americanos para serem investidos no prazo de 5 anos, contemplando os estudos de durabilidade das estruturas de concreto como um dos quatro temas principais.

No campo da normalização pelo menos três entidades americanas de reconhecida competência constituíram comitês específicos para tratar do tema; "ACI Committee 222 Corrosion of Metals in Concrete" pertencente ao "American Concrete Institute-ACI"; "ASTM G.01 Corrosion of Metals" pertencente à "American Society for Testing and Materials-ASTM" e o "T-3K Corrosion and Other Deterioration Phenomena Associated with Concrete" pertencente à "National Association of Corrosion Engineers-NACE". Esses comitês e sub-comitês foram constituídos na década de 70, o que demonstra ser o estudo sistemático da corrosão das armaduras um tema relativamente novo no meio técnico.

A nível europeu a "The International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures-RILEM" promoveu dois congressos internacionais sobre durabilidade, um em 1961 e outro em 1969, culminando com a publicação, em 1974, do estado da arte sobre corrosão de armaduras elaborado pelo comitê RILEM 12-CRC<sup>24</sup>. Mais recentemente, em 1988, Schiessl<sup>25</sup> publica um relatório abrangente e atualizado do comitê técnico RILEM 60-CSC sobre corrosão do aço no concreto, o qual mostra o estágio adiantado das pesquisas, assim como a visão atualizada dos pesquisadores europeus na área de corrosão de armaduras.

Na Inglaterra, os estudos sistemáticos dos problemas de corrosão em estruturas

<sup>24</sup> REUNION INTERNATIONALE de LABORATOIRES D'ESSAIS et MATERIAUX. Corrosion of Reinforcement and Prestressing Tendons: a "State-of-Art" Report. Reported by RILEM Technical Committee 12-CRC. *Matériaux et Constructions*, v. 9, n. 51, p. 187-206, 1976.

<sup>25</sup> SCHIESSL, P., ed. *Corrosion of Steel In Concrete: RILEM Report of the Technical Committee 60-CSC*. London, Chapman & Hall, 1988.

marfimas começaram em 1976 através do programa denominado de "Concrete-in-the-Oceans Programme"<sup>26</sup>, patrocinado pela "Construction Industry Research and Information Association-CIRIA" e pelo Departamento inglês de energia constando de duas fases: a primeira no valor de US\$ 800,000 contemplando oito projetos e a segunda no valor de US\$1,400,000 contemplando seis projetos, com duração total das duas fases de aproximadamente 10 anos. O primeiro relatório desse programa foi elaborado por Beeby<sup>27</sup>, reconhecido pesquisador da "Cement & Concrete Association-C&CA" que tratou da questão da relação da abertura de fissuras com a taxa de corrosão das armaduras<sup>28</sup>, propondo por primeira vez que fossem aceitas em projeto aberturas de fissura de até 0,4 mm sem prejuízo à vida útil<sup>29</sup> da estrutura. Suas recomendações foram posteriormente aceitas e incorporadas nas recomendações do "Comité Euro-International du Béton-CEB"<sup>30</sup> de 1990. Treadaway<sup>31</sup> e Page<sup>32</sup> são também outros pesquisadores ingleses de renome internacional na área, participantes desse programa.

O departamento de transportes da Inglaterra vem estudando sistematicamente os problemas de durabilidade das pontes de concreto armado e protendido, tendo publicado em 1989 um relatório extenso e detalhado de avaliação de desempenho de 200 pontes<sup>33</sup>. O estudo constou de observações visuais, medidas de potencial de eletrodo, determinação do teor de cloretos impregnado, profundidade de carbonatação e espessura do cobrimento das armaduras, concluindo que 60 delas, ou seja 30% do total de pontes vistoriadas, apresentavam problemas graves. As pesquisas de avaliação das estruturas de concreto armado e protendido do sistema de transportes inglês são contínuas e tiveram início na década de 60. Para dar uma idéia da seriedade com que a engenharia inglesa trata a questão da durabilidade nas suas obras, pode-se citar terem sido propostas em continuidade ao estudo citado<sup>33</sup> mais 10 novas pesquisas visando a melhoria dos recursos de avaliação de estruturas; 18 sobre efeitos, mecanismos e proteção contra a contaminação por cloretos; 14

<sup>26</sup> LEEMING, M. B. Corrosion of Steel Reinforcement in OffShore Concrete. Experience from the Concrete-in-the-Oceans Programme. In: Alan P. Crane, ed. *Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction*. London, Society of Chemical Industry, Ellis Horwood Limited, 1983. p. 59-78

<sup>27</sup> BEEBY, A. W. *Concrete in the Oceans. Cracking and Corrosion*. Wexham Springs, CIRIA / CCA, 1978. (Technical Report, 1)

<sup>28</sup> Através da análise de mais de 500 corpos de prova, fruto de seis investigações independentes durante exposição a ambientes agressivos, por períodos variando de 2 a 15 anos.

<sup>29</sup> Na realidade, segundo o próprio autor, a taxa de corrosão analisada até 2 anos foi maior para os corpos de prova com maiores aberturas de fissura, porém analisada por longos períodos, acima de 8 anos, não foram encontradas diferenças significativas.

<sup>30</sup> COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON. *CEB-FIP Model Code 1990: final draft*. Lausanne, 1991. (Bulletin d'Information, 203-205)

<sup>31</sup> K. Treadaway é pesquisador chefe da seção de metais do Building Research Establishment-BRE, em Garston, Watford.

<sup>32</sup> Christian L. Page é professor de pesquisa de ciências dos materiais no Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aston em Birmingham.

<sup>33</sup> WALLBANK, E. J. *The Performance of Concrete in Bridges. A Survey of 200 Highway Bridges*. London, Her Majesty's Stationery Office-HMSO, Apr. 1989.

sobre reação álcali agregado e 14 sobre procedimentos, especificações e projeto, tanto para construção de obras novas duráveis, quanto para manutenção preventiva e corretiva de obras degradadas.

Ainda sobre experiência européia, Sozen<sup>34</sup> discute e recomenda o trabalho de Bijen<sup>35</sup>, pesquisador holandês, que trata das questões de manutenção e reparo das estruturas de concreto, mostrando ser grave e de grande incidência o problema de corrosão e degradação das lajes em balanço, tais como varandas, balcões e marquises. Bijen apresenta uma análise econômica da questão com base em quatro alternativas de projeto e manutenção, a saber;

- ? →
- cobrimento de 15 mm, sem revestimento protetor e sem manutenção;
  - cobrimento de 15 mm, com revestimento protetor e manutenção a cada 20 anos;
  - cobrimento de 15 mm, com revestimento protetor e manutenção a cada 10 anos;
  - cobrimento de 30 mm, sem revestimento protetor e sem manutenção.

Após computar os custos e analisar as probabilidades de ruína e perda das condições de serviço, com base na experiência holandesa, concluiu que um cobrimento maior, decidido a nível de projeto, ainda é a melhor alternativa de prevenção da corrosão conforme mostrado na Fig.4.

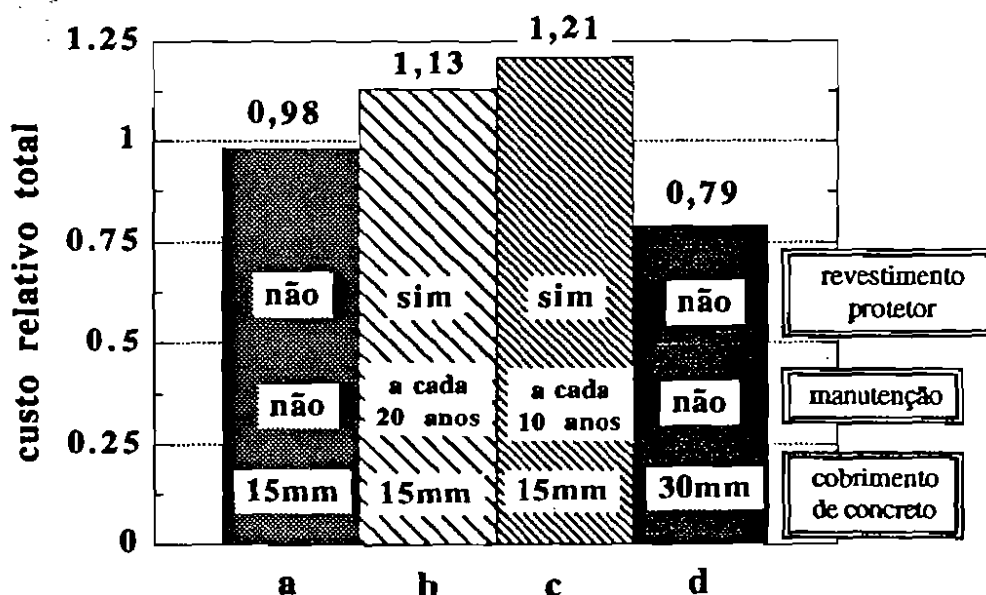


FIGURA 4. Análise de custos totais de construção e manutenção de lajes em balanço. (BIJEN, J. M., 1989)<sup>35</sup>

<sup>34</sup> SOZEN, M. A. Maintenance and Repair. *Concrete International*, v. 12, n. 9, p. 71-3, Sept. 1990.

<sup>35</sup> BIJEN, J. M. Maintenance and Repair of Concrete Structures. *Heron*, v. 34, n. 2, 1989.



Segundo Andrade e González<sup>36</sup> a evolução histórica das pesquisas na área de corrosão de armaduras podem ser separadas em três períodos; no primeiro até 1959, os artigos são raros e a avaliação da corrosão é efetuada com base a observações visuais; no segundo, de 1960 a 1980, as técnicas eletroquímicas de avaliação da corrosão se generalizam e são numerosos os centros de pesquisa que se dedicam ao tema e, o terceiro e atual período, a partir de 80, quando há uma verdadeira expansão dos estudos e da preocupação dos governos, empresas e centros de pesquisa mundiais em encontrar solução para tão graves problemas patológicos. Os mesmos pesquisadores citam ainda que tanto os russos quanto os japoneses têm se dedicado muito à pesquisa na área de corrosão de armaduras mas o idioma constitui uma barreira para a maioria dos outros países e acabam sendo pesquisas com reduzida divulgação mundial.

Na Espanha os estudos sistemáticos começaram no Instituto Eduardo Torroja, em 1969, quando María del Carmen Andrade iniciou sua pesquisa experimental sobre o uso da técnica da resistência de polarização, para medida da taxa de corrosão de armaduras, com vistas à obtenção do título de doutor na Universidade Complutense de Madrid. González<sup>37</sup> e Feliú<sup>38</sup> são também outros pesquisadores espanhóis de renome internacional na área de corrosão de armaduras.

Gjörv<sup>39</sup>, pesquisador norueguês ficou conhecido por seu trabalho sobre difusão do oxigênio dissolvido na solução dos poros do concreto<sup>40</sup> e seu grupo de pesquisas tem publicado regularmente artigos sobre o tema corrosão de armaduras.

No Brasil, o primeiro trabalho específico e abrangente sobre o tema foi publicado por este autor em 1981 nos anais do Simpósio de Aplicação da Tecnologia do Concreto realizado em Campinas<sup>41</sup>. Versão atualizada desse trabalho foi publicada no exterior<sup>42</sup> e no Brasil<sup>43</sup> culminando com a publicação do primeiro livro nacional sobre o tema, em 1986<sup>44</sup>. Na linha dos estudos de durabilidade do concreto em geral deve-se ressaltar os

<sup>36</sup> ANDRADE, C.; GONZALEZ, J. A. Tendencias Actuales en la Investigación sobre Corrosion de Armaduras. *Informes de la Construcción*, v. 40, n. 398, p. 7-14, nov. dic. 1988.

<sup>37</sup> José A. González Fernandez é doutor em química industrial e pesquisador científico do Centro Nacional de Investigaciones Metalúrgicas-CENIM do Consejo Superior de Investigaciones Científicas-CSIC, em Madri.

<sup>38</sup> Sebastián Feliú Mata é doutor em ciências químicas, professor de pesquisa em corrosão e proteção e pesquisador científico do CENIM do CSIC, em Madri.

<sup>39</sup> Odd E. Gjörv é chefe da divisão de materiais de construção do "The Norwegian Institute of Technology" em Trondheim na Noruega.

<sup>40</sup> GJØRV, O. E.; VENNESLAND, O.; EL-BUSAIDY, A. H. S. Diffusion of Dissolved Oxygen Through Concrete. *Materials Performance*, v. 25, n. 12, p. 39-44, 1986.

<sup>41</sup> HELENE, P. R. L. Corrosão das Armaduras em Concreto Armado. In: Simpósio de Aplicação da Tecnologia do Concreto, 4., Campinas, 1981. SIMPATCON: Anais. Campinas, Concrelix, 1981.

<sup>42</sup> —. Corrosión de las Armaduras en el Hormigón Armado. *Cemento-Hormigón*, v. 54, n. 591-93, feb./mar./abr. 1983.

<sup>43</sup> —. Corrosão de Armaduras para Concreto Armado. *A Construção São Paulo*, v. 37, n. 1983, p. 15-20, mar. 1984.

<sup>44</sup> —. Corrosão em Armaduras para Concreto Armado. São Paulo, IPT, PINI, 1986.

vários trabalhos do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S. A. - IPT', dos quais pode-se citar o de Molinari<sup>45</sup> e o de Cincotto<sup>46</sup>.

O professor Miranda<sup>47</sup> do Departamento de Metalurgia da Universidade Federal do Rio de Janeiro foi um dos pioneiros no Brasil a aplicar as técnicas de medida de potencial de eletrodo nas estruturas de concreto. A pesquisadora Telma Miranda<sup>48</sup> do Instituto Nacional de Tecnologia, também no Rio de Janeiro, tem estudado e implantado, no INT, novos recursos de monitoramento da corrosão tais como resistência de polarização e impedância eletroquímica. Ainda no Rio de Janeiro deve-se citar o professor Gentil<sup>49</sup>, pesquisador de renome e especialista em vários fenômenos de corrosão. Ressalta-se também a enorme contribuição que a Associação Brasileira de Corrosão-ABRACO<sup>50</sup>, vem dando ao desenvolvimento e difusão das pesquisas na área, através da promoção bienal, a partir de 1986, de simpósio nacional relacionado com os problemas de corrosão na construção civil.

No campo da normalização nacional foi constituído em 1986 no âmbito do Comitê Brasileiro de Siderurgia CB-1 da Associação Brasileira de Normas Técnicas-ABNT, a comissão de estudos "CE 1:99.01 Corrosão de Elementos Metálicos no Concreto" cujo profícuo trabalho resultou na redação dos projetos "CE 1:99.01.001 Controle da Corrosão de Armaduras em Estruturas de Concreto Armado. Procedimento." e "CE 1:99.01.002 Manutenção e Recuperação de Obras de Concreto Armado para o Controle da Corrosão das Armaduras. Procedimento." ambos em tramitação na ABNT.

Em Brasília as pesquisas na área têm sido realizadas pelo professor Elton Bauer<sup>51</sup>, da Universidade de Brasília. Em Campinas a professora Inês Joeques do Departamento de Química da Unicamp, vem liderando um grupo de pesquisa na área com pesquisa de mestrado já concluída<sup>52</sup>.

<sup>45</sup> MOLINARI, G. Deterioração do Concreto Provocado por Águas do Subsolo Contendo Anidrido Carbônico Agressivo. In: Colóquio sobre a Durabilidade do Concreto Armado, 2, São Paulo, jun. 1972. Anals. São Paulo, IBRACON, 1972.

<sup>46</sup> CINCOTTO, Maria Alba. Avaliação do Grau de Agressividade do Meio Aquoso em Contato com o Concreto. São Paulo, IPT, 1992. (Boletim, 64) p. 15-27

<sup>47</sup> MIRANDA, Luiz R. M.; NOGUEIRA, Ricardo. Medidas de Potencial de Eletrodo em Armaduras de Concreto: Avaliação do Estado de Corrosão. In: Seminário Nacional de Corrosão na Construção Civil, 2., Rio de Janeiro, set. 1986. Anals. Rio de Janeiro, ABRACO, 1986.

<sup>48</sup> MIRANDA, T. R. V. Aplicação da Técnica de Medida de Impedância ao Estudo da Corrosão de Armaduras. In: Seminário Nacional de Corrosão na Construção Civil, 3., Rio de Janeiro, 1989. Anals. Rio de Janeiro, ABRACO, 1989. p.110-27

<sup>49</sup> GENTIL, V. Corrosão. 2. ed. Rio de Janeiro, Guanabara, 1987.

<sup>50</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CORROSÃO - ABRACO. Avenida Venezuela 27, salas 412 a 418. Praça Mauá. RJ 20081. fone: 021-516-1962. fax: 021-233-2892.

<sup>51</sup> BAUER, Elton; SOUZA, K. R. Monitoramento do Estado de Corrosão das Armaduras de Concreto Armado Através da Avaliação de Potencial de Eletrodo. In: Simpósio sobre Patologia das Edificações: Prevenção e Recuperação, Porto Alegre, out. 1989. Anals. Porto Alegre, CPGEC, UFRGS, 1989. p. 341-64

<sup>52</sup> MAGRINI FILHO, C. R. Avaliação de Sistemas de Proteção para Concreto Aparente. Campinas, 1989. Dissertação (Mestrado). Departamento de Química. Universidade Estadual de Campinas.

Em São Carlos, no campus da Universidade de São Paulo o professor Hanai<sup>53</sup> vem liderando há anos um grupo de pesquisas na área de estruturas de argamassa armada incluindo os aspectos de corrosão de armaduras<sup>54</sup>. A durabilidade de estruturas de argamassa armada também tem sido objeto frequente de pesquisas no estrangeiro<sup>55</sup>, uma vez que se trata de sistema construtivo versátil e promissor, adequado a construções onde a rapidez de execução é determinante.

Na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo-EPUSP e no Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul-UFRGS, os trabalhos de pesquisa têm se concentrado no grupo de materiais de construção civil que desenvolve atualmente três pesquisas experimentais visando o título de mestre, sendo duas já concluídas<sup>56,57</sup>, que abordaram os problemas de métodos e metodologias de ensaio, e uma em andamento<sup>58</sup>, e seis pesquisas originais visando o título de doutor em engenharia<sup>59</sup> em andamento. Ainda em São Paulo deve ser registrada a enorme contribuição que vem dando o Instituto Brasileiro do Concreto-IBRACON, através de edição de revista técnica<sup>60</sup>, promoção de simpósios e reuniões anuais que frequentemente abordam o tema da durabilidade das estruturas de concreto, dando oportunidade para divulgação dos trabalhos na área.

<sup>53</sup> João Bento de Hanai é líder do grupo de São Carlos que no departamento de estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos/USP se dedica à construção civil com especial ênfase ao estudo da argamassa armada.

<sup>54</sup> LIBÓRIO, Jefferson B. L. Estudo Patológico das Construções de Argamassa Armada Existentes no Brasil. São Carlos, 1990. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

<sup>55</sup> TRIKHA, D. N. et al. Corrosion Studies in Ferrocement Structures. *Journal of Ferrocement*, v.14, n. 3, p. 221-33, July 1984.

<sup>56</sup> LIMA, Maryangela G. Influência dos Componentes do Concreto na Corrosão das Armaduras. Porto Alegre, 1989. Dissertação (Mestrado). Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

<sup>57</sup> MATOS, Oswaldo C. Contribuição ao Estudo e Emprego de Técnicas Eletroquímicas no Controle da Corrosão de Armaduras de Concreto Armado. São Paulo, 1991. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica. Universidade de São Paulo.

<sup>58</sup> RUIZ ANDRES, P. Contribuição ao Detalhamento do Projeto de Arquitetura de Obras Civis Visando o Aumento da Durabilidade. São Paulo, EPUSP, dissertação de mestrado, em andamento.

<sup>59</sup> Pesquisas em andamento para obtenção do título de doutor pela EPUSP:

- FIGUEIREDO, Enio P. Avaliação de Materiais e Sistemas de Reparo de Estruturas com Armaduras Corroídas.

- LIMA, Maryangela G. Estudo da Difusão de Clorretos no Concreto.

- BAUER, Elton. Estudo da Influência de Adições na Resistência dos Concretos à Corrosão. Um Novo Método de Avaliação.

- KASMIERCZAK, Cláudio S. Estudo de Pinturas de Proteção ao Concreto.

- REPETTE, Wellington L. Avaliação dos Efeitos da Incompatibilidade Concreto-Polímeros em Sistemas de Proteção do Concreto Submetidos a Meios Agressivos Severos.

- ISAILA, Geraldo C. Avaliação da Durabilidade de Concretos com Elevados Teores de Cinza de Casca de Arroz e de Cinza Volante, com Vistas à Corrosão de Armaduras.

<sup>60</sup> HELENE, P. R. L.; OLIVEIRA, Paulo S. F. Combate à Corrosão. *Revista IBRACON*, v. 1, n. 2, p. 13-21, set.out. 1991.

### 3. Objetivo

O objetivo principal desta tese é a apresentação e discussão dos estudos de corrosão de armadura em concreto armado. Tomando-se como referência as informações das bibliografias nacional e internacional, propõem-se uma abordagem didática, abrangente e sistêmica da questão.

Trata-se de um trabalho amplo, resultante de várias atividades, levado a cabo por longos anos. Esse enfoque permitiu a reunião, apresentação e discussão das pesquisas efetuadas pelo autor e por seus orientandos, desde a primeira publicação nacional específica sobre corrosão de armaduras em estruturas de concreto armado, em 1981<sup>61</sup>.

Em cada um dos capítulos desta tese procura-se apresentar uma proposta nova de enfoque do tema com base na experiência e nos experimentos realizados durante esses anos, no Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A.-IPT, no Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul-CPGEC/UFRGS; no Centro de Pesquisas e Desenvolvimento em Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo-CPqD/PCC/EPUSP e na Universidade da Califórnia em Berkeley/USA<sup>62</sup>.

### 4. Conteúdo

Com a finalidade de contribuir para o melhor entendimento dos fenômenos de corrosão das armaduras no concreto apresenta-se no capítulo I os mecanismos e princípios que regem o processo da corrosão. Discutem-se os parâmetros intervenientes na termodinâmica e na cinética das reações. Ao final propõe-se uma conceituação inédita para a previsão da vida útil das estruturas de concreto armado com problemas de corrosão de armaduras.

No capítulo II são apresentados de forma sucinta, porém abrangente, os principais métodos e metodologias empregados no estudo dos processos de corrosão das armaduras de concreto armado. Os métodos e metodologias são classificados em função da sua finalidade para medir propriedades relacionadas à termodinâmica das reações, ou destinados a medir a cinética do processo. Distinguem-se ainda os ensaios em concreto dos ensaios em armadura e dos ensaios no sistema aço-concreto-meio ambiente, classificando-se de maneira didática e original, os métodos e metodologias atualmente conhecidos e empregados no estudo da corrosão, tanto em campo quanto em laboratório. Apresenta-se também um novo método de ensaio com base eletroquímica, utilizando corrente ou tensão impressas, desenvolvido para estudo acelerado da influência das características do

---

<sup>61</sup> HELENE, P. R. L. Corrosão das Armaduras em Concreto Armado. In: Simpósio de Aplicação da Tecnologia do Concreto, 4., Campinas, 1981. SIMPATCON: Anais. Campinas, Concrelix, 1981.

<sup>62</sup> Local onde o autor realizou programa de pesquisa de pós-doutoramento no Departamento de Engenharia Civil na qualidade de Professor Visitante ("Visiting Scholar"), tendo sido recebido pelo Professor Paulo J. M. Monteiro, que foi o Professor Anfitrião ("Sponsor"), no período de jan.91 a jun.92.

concreto e de eventuais revestimentos<sup>63</sup> aplicados diretamente sobre a armadura ou sobre a superfície do concreto, na migração de cloretos.

A discussão dos mecanismos através dos quais ocorre a perda da proteção natural, conferida pelo concreto à armadura, é efetuada no capítulo III. Os fenômenos de carbonatação, contaminação por cloretos, fissuração, presença de adições ao cimento Portland, influência do meio ambiente e outros são analisados com base na literatura internacional e nas pesquisas nacionais efetuadas pelo autor ou seus orientandos e colaboradores.

Todo processo de recuperação de estruturas corroídas pressupõem um diagnóstico prévio e acertado da questão. No capítulo IV são apresentados e discutidos os procedimentos adequados para vistoria, ensaios, análise e julgamento das condições de serviço e última das estruturas com manifestações patológicas do tipo corrosão de armaduras. Apresentam-se também, resultados experimentais próprios obtidos de pesquisa ou de análise de estruturas reais, fornecendo os elementos básicos para a elaboração do prognóstico e avaliação da vida útil de estruturas.

Finalmente, nas considerações finais, apresentam-se as pesquisas que estão sendo objeto do projeto temático aprovado na Fapesp e recém iniciado. O referido projeto contempla os temas que, na opinião do autor, são os mais importantes e necessários ao prosseguimento dos estudos de corrosão e proteção das armaduras de concreto armado no Brasil. Relata-se também como os resultados das pesquisas concluídas e em andamento, estão sendo transferidos ao meio técnico para benefício da comunidade.

---

<sup>63</sup> Vernizes, pinturas e revestimentos cujo princípio de proteção é constituir uma barreira física à penetração de agentes agressivos despassivantes tais como os cloretos e o gás carbônico.

## Capítulo I

### MECANISMO DA CORROSÃO DE ARMADURAS

#### 1.1 Conceitos Básicos

No seu sentido mais amplo, a corrosão pode ser definida como a interação destrutiva de um material com o meio ambiente, seja por ação física, química, eletroquímica, ou a combinação destas. Como ações físicas características podem-se citar os fenômenos de erosão e cavitação, como ação eletroquímica típica a maioria dos processos corrosivos de metais em meios aquosos e como químicas as reações de expansão e de lixiviação dos compostos hidratados da pasta de cimento Portland em argamassas e concretos, por exemplo.

Em se tratando da deterioração de aço, dois são os processos de corrosão que podem agir; o denominado de *corrosão eletroquímica*, de grande importância no campo da corrosão das armaduras, e o de *oxidação direta*.

Na *corrosão eletroquímica* o fenômeno ocorre como resultado da formação de pilhas ou células de corrosão devido à presença de umidade, água ou uma solução aquosa na superfície das barras ou no concreto que a envolve, que possam atuar como eletrólito. A dissolução do aço ocorre nas regiões anódicas e o processo não é uniforme pois nas regiões catódicas o ataque pode ser considerado desprezível. A corrosão das armaduras de aço em presença de umidade ou à temperatura ambiente pode ser considerado sempre um processo do tipo corrosão eletroquímica.

Na *oxidação direta* os átomos do aço reagem diretamente com o oxigênio. Geralmente é uma reação gás-metal ou íon-metal com formação de uma película uniforme e contínua de óxido de ferro. Este tipo de corrosão é muito lenta à temperatura ambiente podendo ser significativa somente em altas temperaturas. Em geral acarreta uma corrosão uniforme que ocorre igualmente sobre toda a superfície da armadura. Pode ocorrer segundo quatro processos de difusão distintos;

- a) por formação de película porosa que permite a difusão contínua do oxigênio,
- b) por formação de película compacta onde predomina a difusão de cátions,
- c) por formação de película compacta onde predomina a difusão de ânions, e
- d) por formação de película que permite a difusão de cátions e ânions<sup>1</sup>.

No caso de aço, a película formada é em geral levemente magnética e contém três camadas de óxido de ferro sem limites claros entre elas<sup>2</sup>. A camada externa é essencialmente de  $Fe_2O_3$ , relativamente estável e pouco reativa. A camada junto à

<sup>1</sup> SHACKELFORD, James F. *Introduction of Materials Science for Engineers*. New York, Macmillan, 3. ed. 1992. p. 653-70

<sup>2</sup> SCHWEITZER, Philip A. *Corrosion and Corrosion Protection Handbook*. 2. ed. New York, Marcel Dekker, 1988. p. 6

superfície do aço é de FeO, reativa e instável. A camada intermediária pode ser representada por Fe<sub>3</sub>O<sub>4</sub>. A espessura total dessa película, também chamada de carepa de laminação, pode variar de 50 µm a 500 µm. Muitas vezes essa película permanece na superfície da armadura mesmo após imersão no concreto, conforme mostrado na Fig.I-1, detectada com microssonda por varredura linear. A predominância de certos elementos determina os compostos resultantes. A carepa de laminação tem potencial padrão de eletrodo superior ao do aço, ou seja, é mais nobre e toma característica catódica em relação ao metal que lhe deu origem<sup>3</sup>.

No caso de armaduras para concreto armado e protendido o fenômeno de formação de carepa de laminação, ocorre preponderantemente durante a fabricação dos fios e barras de aço, ou seja, ainda na indústria siderúrgica. Ao sair do trem de laminação, com temperaturas de mais de 900°C, o aço da superfície das barras experimenta uma forte reação de oxidação<sup>4</sup> com o oxigênio do meio ambiente, evidentemente na ausência de água. A película que se forma sobre a superfície das barras nessas condições é compacta, uniforme e pouco permeável. Esta película pode até servir de proteção relativa das barras contra a corrosão úmida, durante o transporte e armazenamento dessas barras, desde que não tenham sido dobradas, em canteiro. É o caso, por exemplo, das barras de aço denominadas laminadas a quente ou classe A da NBR 7480<sup>5</sup>. A experiência de canteiro de obras demonstra serem estas barras muito mais resistentes à corrosão atmosférica podendo ser estocadas mais tempo ou com menores proteções que as demais a seguir citadas.

Quando se trata de fios e barras da classe B da NBR 7480 ou fios e cordoalhas destinados a concreto protendido, especificadas nas NBR 7482<sup>6</sup> e NBR 7483<sup>7</sup>, o fio máquina<sup>8</sup> após laminado a quente deve ser trefilado a frio para melhoria das propriedades, em especial aumento da tensão convencional de escoamento à tração. Para esta operação é necessária a remoção da carepa de laminação com o objetivo de reduzir o atrito e o desgaste das fieiras. Essa remoção pode ser feita por processos físicos do tipo decaminação, ou químicos, do tipo decapagem com ácidos, seguido de banhos alcalinos para neutralização da agressividade dos banhos ácidos. O revestimento inicial de óxido é então substituído por outro de fosfato de zinco ou de hidróxido de cálcio, geralmente

<sup>3</sup> Por essa razão é recomendável tomar maior cuidado com o armazenamento, em canteiro, de armaduras já dobradas. Ao dobrar ganchos a carepa é retirada por um processo similar ao de decaminação, uma vez que a carepa não tem a mesma utilidade do aço e conseqüentemente desprende-se da superfície, expondo o aço à ação corrosiva do ambiente.

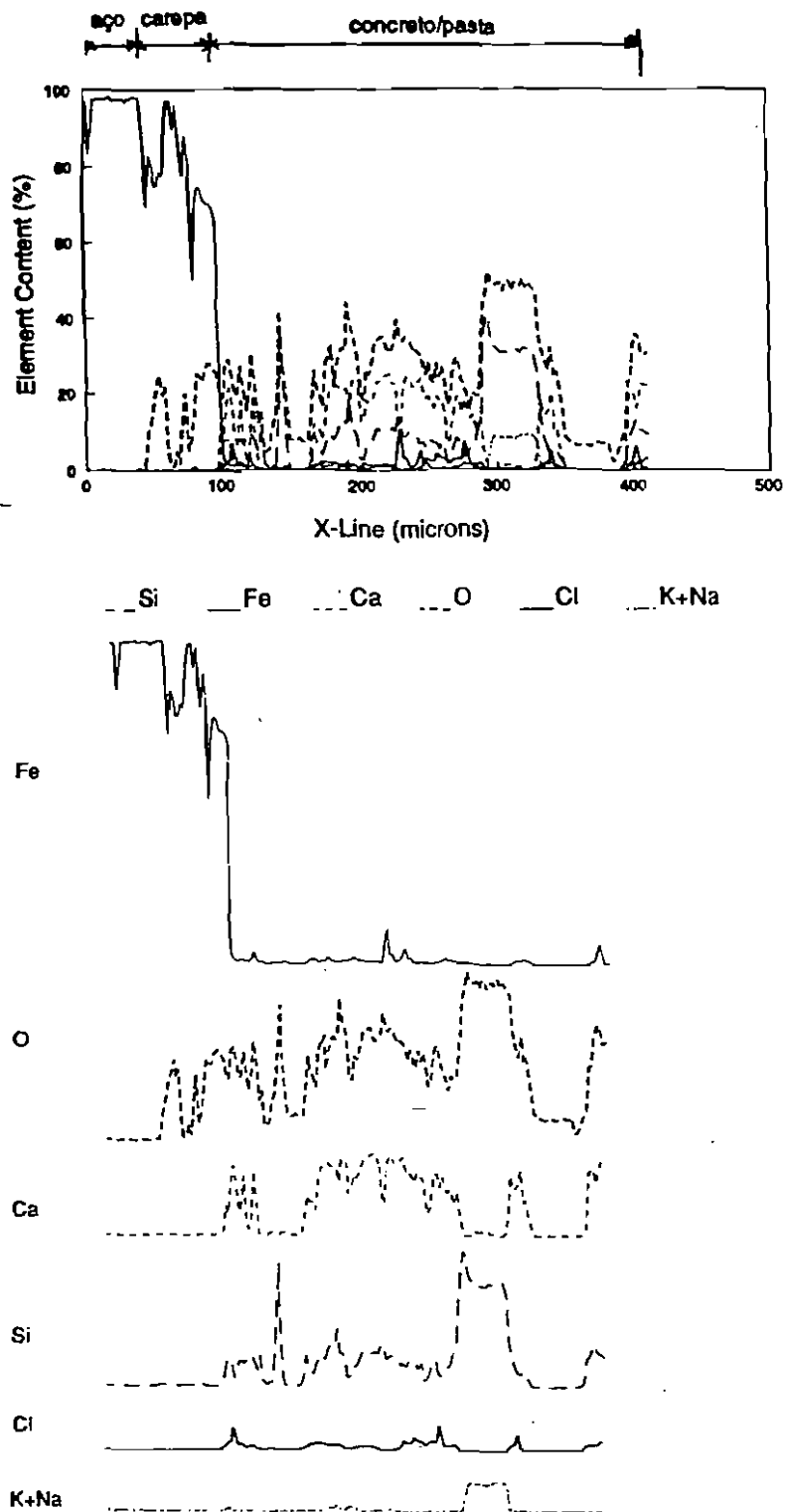
<sup>4</sup> *Oxidação* no sentido amplo é a denominação de toda reação química na qual ocorre um aumento da carga de cátion ou a reação de uma substância com o oxigênio, ou seja, uma perda de elétrons.

<sup>5</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA de NORMAS TÉCNICAS. Barra e Fio de Aço Destinados a Armaduras para Concreto Armado. Especificação. NBR 7480. Rio de Janeiro, 1983.

<sup>6</sup> —. Fios de Aço para Concreto Protendido. Especificação. NBR 7482. Rio de Janeiro, 1983.

<sup>7</sup> —. Cordoalhas de Aço para Concreto Protendido. Especificação. NBR 7483. Rio de Janeiro, 1983.

<sup>8</sup> Denominação usualmente dada às barras laminadas a quente sem nervuras superficiais e que se destinam a processos posteriores de trefilação.



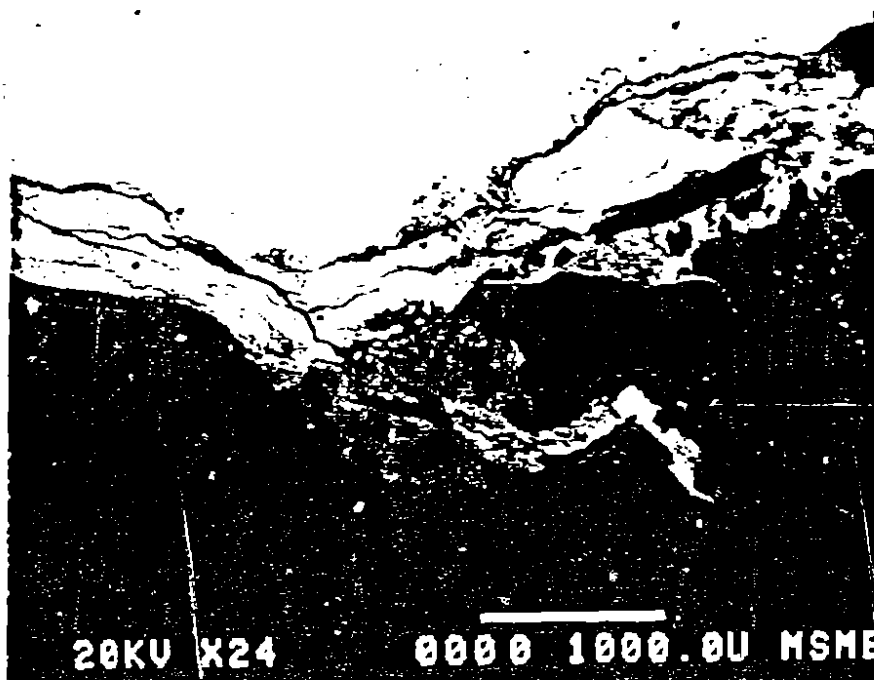
**FIGURA I-1. Análise de elementos presentes na interface armadura/concreto, em região não corroída. Determinação efetuada com uso de microsonda por varredura linear. Concreto de relação  $a/c=0,65$  com idade de 60 dias. (U.C. Berkeley / ensaios conduzidos com a colaboração de Keijin Wang<sup>9</sup>, 1992)**

<sup>9</sup> Keijin Wang é pesquisadora doutoranda da U.C. Berkeley. Trabalha sob a orientação do Prof. Paulo Monteiro e está especializando-se em microestrutura do concreto. Devido à sua grande experiência nas observações com microscópio eletrônico colaborou no programa de pesquisa deste autor, auxiliando nas determinações apresentadas nas Fig.1-1, Fig.1-14, Micrografias I-1, I-2, I-3 e I-4.



utilizados como lubrificantes das fieiras<sup>9</sup>, no processo de trefilação. A proteção contra a corrosão atmosférica neste caso é bem menor, ao mesmo tempo que a suscetibilidade à corrosão do aço deformado a frio é maior. Essa é uma das razões da necessidade de maiores cuidados no armazenamento desses fios, barras e cordoalhas quando comparadas às da classe A da NBR 7480. Outra forte razão para cuidados no armazenamento, diz respeito ao risco de corrosão sob-tensão nos fios e cordoalhas destinados a concreto protendido, que podem conduzir a uma ruptura frágil da estrutura, com risco elevado de consequências desastrosas.

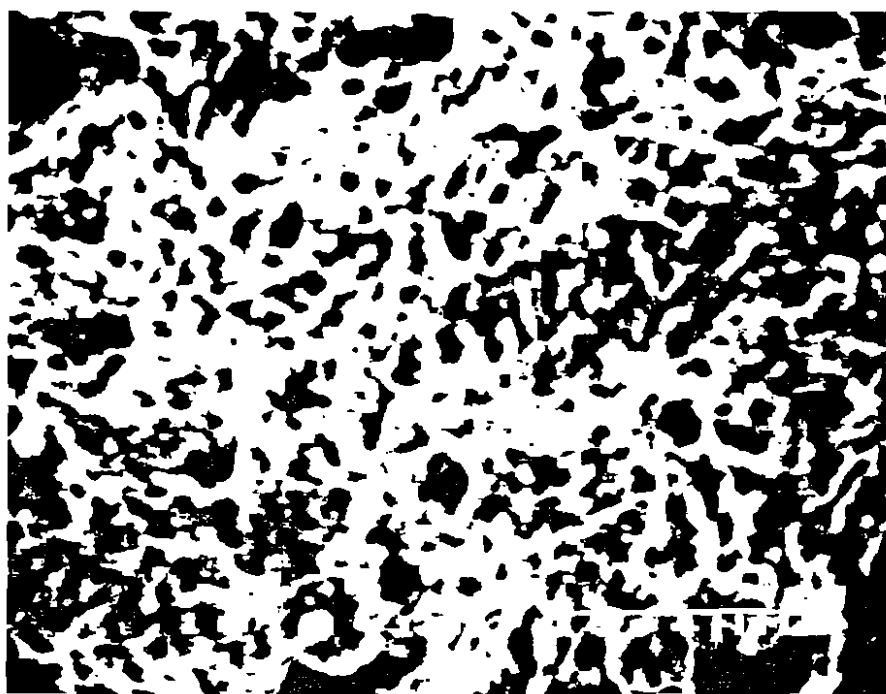
Há portanto uma grande diferença entre os dois processos corrosivos. Na corrosão em meio aquoso ou eletroquímica, os elétrons movimentam-se no aço, partindo das regiões anódicas para as catódicas, completando-se o circuito elétrico através do eletrólito que é uma solução iônica. Na oxidação direta a capa de óxido sobre o metal atua simultaneamente como condutora de elétrons e de íons<sup>10</sup>. Na oxidação direta, em geral, os produtos da corrosão são uniformes, aderentes e podem atuar como barreira contra o meio impedindo o prosseguimento do processo e até aumentar a resistência da armadura contra a corrosão<sup>11</sup> úmida. Na corrosão eletroquímica isso dificilmente ocorrerá pois o produto da corrosão é heterogêneo, poroso, de baixa aderência e normalmente se forma fora do aço, nas vizinhanças da superfície da armadura, conforme mostrado nas Micrografias I-1 e I-2.



*MICROGRAFIA I-1. Detalhe obtido por aumento de 24 vezes da interface armadura/matriz de concreto, podendo-se visualizar os produtos da corrosão permeando o concreto.*

<sup>10</sup> GONZALEZ FERNANDEZ, J. A. Teoría y Práctica de la Lucha Contra la Corrosión. Madrid, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, 1984. p. 10

<sup>11</sup> TREADAWAY, K. W. J.; COX, R. N.; BROWN, B. L. Durability of Corrosion Resisting Steels in Concrete. Proceedings of the Institute of Civil Engineers, v. 86, part 1, p. 305-31, Apr. 1989.



*MICROGRAFIA I-2. Detalhe obtido por aumento de 1000 vezes, da microestrutura porosa dos produtos da corrosão. Foto obtida por imagem de elétrons retroespalhados ("backscattered") de microscópio eletrônico de varredura (SEM), em amostra polida, seca e observada em câmara de vácuo.*

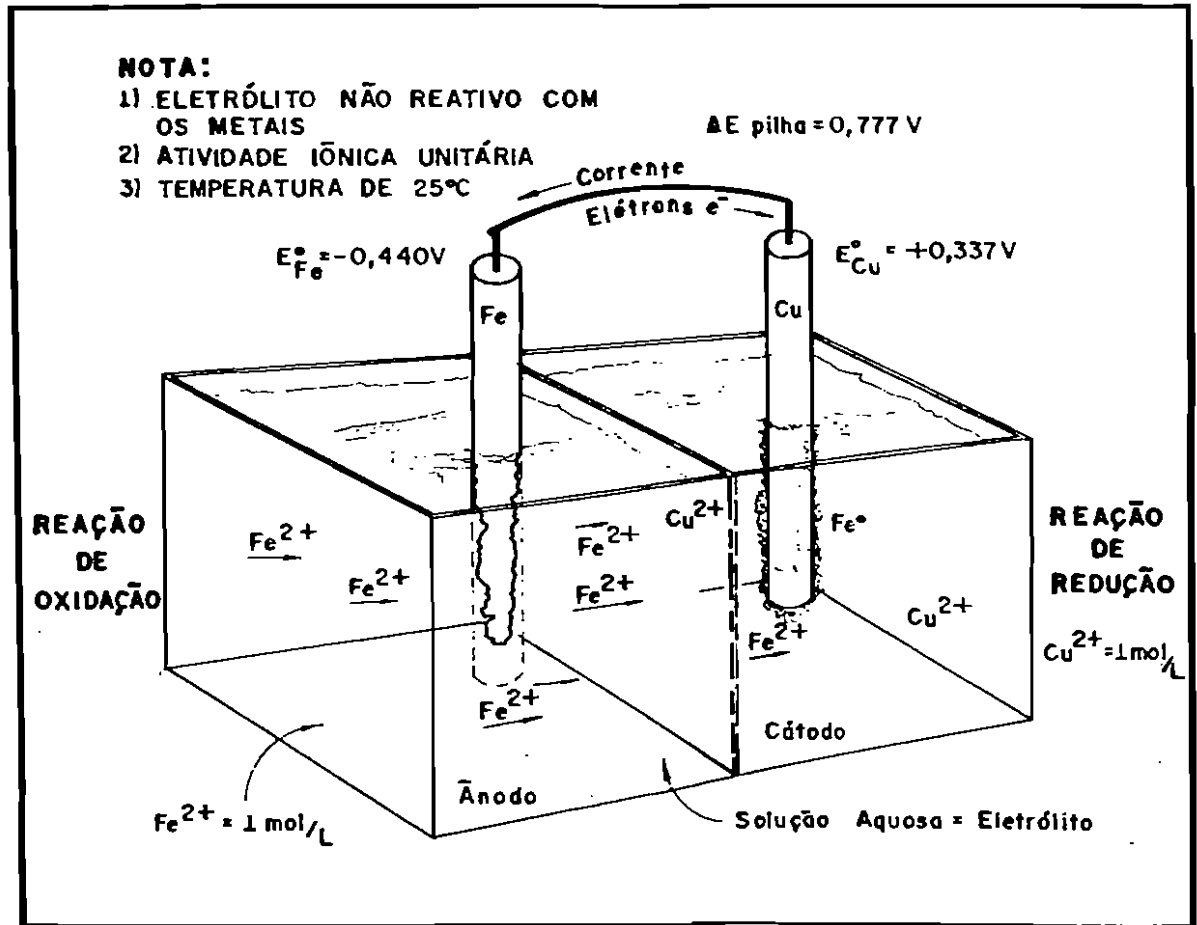
A corrosão eletroquímica é o tipo de corrosão que o engenheiro civil deve conhecer e com a qual deve se preocupar. Conhecendo melhor os mecanismos envolvidos neste processo de degradação das estruturas de concreto armado, poderá evitá-los e corrigi-los com sucesso.

Embora em todo processo corrosivo sempre intervenham reações químicas e eletroquímicas de natureza complexa, apresenta-se a seguir os conceitos básicos do fenômeno da corrosão das armaduras no concreto armado, no estágio atual do conhecimento na área, convergindo para um modelo simplificado e prático de representação do fenômeno que reúne os fatores determinantes do processo.

### **1.2. Termodinâmica da Corrosão em Meio Aquoso**

O mecanismo de corrosão das armaduras no concreto é de natureza eletroquímica, tal qual as reações de corrosão dos metais em presença de água ou ambiente úmido, com  $UR \geq 60\%$ . Para entender como ocorre a corrosão é necessário introduzir alguns conceitos relativos à termodinâmica do processo de corrosão que define as condições em que a corrosão pode ou não ocorrer. Os parâmetros principais da termodinâmica do processo são o pH da solução aquosa ou eletrólito e o potencial de eletrodo ou eletroquímico do aço nessa solução.

A corrosão eletroquímica se dá através da dissolução do aço num meio aquoso. Os átomos do aço se dissolvem como íons. O modelo mais simples e didático de corrosão eletroquímica é a chamada célula ou pilha de corrosão galvânica, na qual dois metais de eletronegatividade distintas são imersos em uma solução aquosa e conectados eletricamente, conforme apresentado na Fig. I-2.

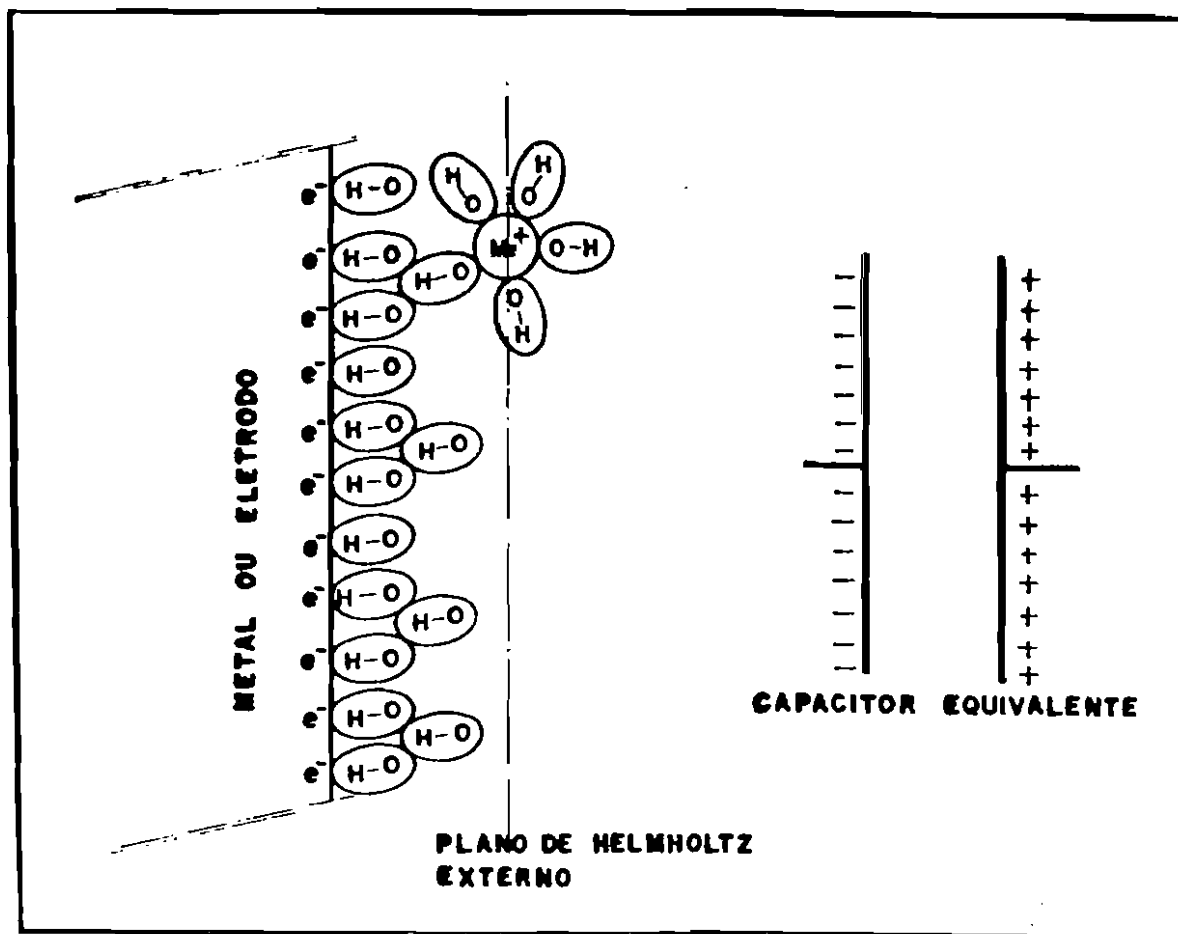


**FIGURA I-2.** Célula ou pilha de corrosão galvânica. No caso deste exemplo há a eletrodeposição do metal ferro sobre o metal cobre.

Ao introduzir um metal numa solução aquosa com a qual não reage, há um princípio de ionização do metal que passa à solução na forma de cátions, perdendo energia até estabelecer um equilíbrio com o meio;



Os elétrons ficam retidos na superfície do metal e os cátions ficam na solução, próximos da superfície do metal devido à atração elétrica dos elétrons. Moléculas polarizadas de água, ou seja, polos positivos de hidrogênio e polos negativos de oxigênio, são atraídas para a superfície do metal e formam uma camada orientada, chamada dipolo, impedindo a aproximação de cátions em solução, conforme indicado na Fig. I-3.



*FIGURA I-3. Modelo esquemático de aparecimento de potencial de eletrodo com o respectivo capacitor equivalente. (JONES, D. A., 1992)<sup>12</sup>*

O plano de cargas positivas que contem os cátions na solução, mais próximo da superfície negativa do metal é conhecido neste caso por plano de Helmholtz externo<sup>12</sup>. O fenômeno é conhecido por dupla camada elétrica que pode ser associada ao funcionamento elétrico de um capacitor, conforme indicado na própria Fig.I-3, com dimensões de micrometros. O potencial elétrico resultante é denominado potencial de eletrodo. Esse potencial é tanto mais positivo quanto mais nobre e menos solúvel for o metal, ao mesmo tempo que para um mesmo metal o potencial de eletrodo aumenta à medida que a concentração de cátions desse metal na solução também aumente, assim como com o aumento da temperatura.

Admitindo a seguinte reação geral, para um metal qualquer;



O potencial de eletrodo pode ser estimado através da equação de Nernst<sup>13</sup>;

<sup>12</sup> JONES, Denny A. *Principles and Prevention of Corrosion*. New York, 1992. p. 39-45

<sup>13</sup> Walther Hermann Nernst ( 1864 - 1941 ) químico alemão, um dos fundadores da físico-química moderna. Recebeu o prêmio Nobel de Química em 1920 pela formulação da terceira lei da termodinâmica.

$$E = E^0 + \frac{R \cdot T}{n \cdot F} \ln \frac{a_{Me^{n+}}}{a_{Me}} \quad \text{onde;} \quad (\text{eq. I-1})$$

$E$  = potencial de eletrodo do metal, em Volts<sup>14</sup>

$E^0$  = potencial padrão do metal, em Volts

$R$  = constante universal dos gases [ 8,314 J / (mol•K) ]

$T$  = temperatura absoluta em K (273 K=0°C)

$n$  = valência dos íons do metal

$F$  = constante de Faraday [ 96.493 Coulomb<sup>15</sup> ]

$a_{Me^{n+}}$  = atividade dos íons metálicos na solução

$a_{Me}$  = atividade unitária do íon metálico

Para 25°C a eq. I-1 pode ser escrita;

$$E = E^0 - \frac{0,0592}{n} \cdot \log \left( \frac{a_{Me}}{a_{Me^{n+}}} \right)$$

A equação de Nernst pode ser usada para calcular a diferença de potencial entre duas semi-pilhas ou eletrodos quaisquer. Calcula-se o potencial para cada uma em separado e procede-se à subtração. Resultado positivo indica que o primeiro eletrodo terá caráter catódico e o segundo, anódico.

Denomina-se semi-pilha ou semi-célula de corrosão o conjunto formado pelo metal e a solução na qual está mergulhado, conforme apresentado na Fig.I-4. Os potenciais de eletrodo normal ou padrão- $E^0$ , são obtidos medindo-os com referência ao potencial da semi-pilha padrão,  $2H^+ / H_2$ <sup>16</sup>. Esse potencial foi tomado como a referência arbitrária e convencional dos demais potenciais de eletrodo em relação ao qual todos os demais podem ser referidos e classificados. O potencial normal ou padrão de qualquer outro eletrodo é então obtido pela conexão ao eletrodo padrão de hidrogênio, impondo-se também nesse novo eletrodo, atividade unitária dos íons na solução. Assim procedendo pode-se construir a série eletroquímica de potenciais apresentada na Tabela I-1.

No caso da célula de corrosão galvânica<sup>17</sup> mostrada anteriormente na Fig.I-2, sempre que a solução aquosa não reagir com os cátions dos metais, haverá no cátodo uma redução dos íons metálicos provenientes do ânodo, com conseqüente deposição do metal.

<sup>14</sup> Recebe esse nome em homenagem a Alessandro Giuseppe Antonio Anastasio Volta ( 1745 - 1827 ) físico italiano criador da primeira bateria ou fonte de "voltagem".

<sup>15</sup> Recebe esse nome em homenagem a Charles Augustin de Coulomb ( 1736 - 1806 ) físico francês formulador das primeiras regras de entendimento dos campos elétrico e magnético e das forças de atração e repulsão das decorrentes. É a quantidade de eletricidade que atravessa, durante um segundo, um condutor elétrico percorrido por uma corrente de 1A. Um Coulomb equivale a  $6,2 \cdot 10^{18}$  elétrons.

<sup>16</sup> Nesta semi-pilha padrão o metal é uma lâmina inerte de platina platinizada; a solução é ácida de HCl com atividade unitária do íon  $H^+$ , à qual se borbulha hidrogênio purificado a uma atmosfera de pressão para assegurar o equilíbrio da reação  $2H^+ + 2e^- \rightarrow H_2$ . A temperatura do conjunto é mantida constante e igual a 25°C.

<sup>17</sup> Recebe esse nome em homenagem ao médico italiano, anatomista, Luigi Galvani (1737-1798), professor da Universidade de Bologna, que descobriu o fenômeno cerca de 30 anos antes de Ampère, em 1820, construir um instrumento capaz de medir a corrente elétrica denominando-o galvanômetro, em homenagem a Galvani.

TABELA I-1. Potenciais normal ou padrão de eletrodo- $E^0$ , referidos ao eletrodo padrão de hidrogênio, a 25°C e com atividade iônica unitária. Série eletroquímica.

(JONES, D. A., 1992)<sup>18</sup>

Nome / Símbolo	Reação na meia célula	Potencial padrão* (V)
Ouro	$\text{Au}^{3+} + 3e^- = \text{Au}$	+ 1,498
Cloro	$\text{Cl}_2 + 2e^- = 2\text{Cl}^-$	+ 1,358
Água aerada p/ pH = 0	$\text{O}_2 + 4\text{H}^+ + 4e^- = 2\text{H}_2\text{O}$	+ 1,229
Platina	$\text{Pt}^{3+} + 3e^- = \text{Pt}$	+ 1,200
Água aerada p/ pH = 7	$\text{O}_2 + 2\text{H}_2\text{O} + 4e^- = 4\text{OH}^-$	+ 0,820
Prata	$\text{Ag}^+ + e^- = \text{Ag}$	+ 0,799
Mercurio	$\text{Hg}_2^{2+} + 2e^- = 2\text{Hg}$	+ 0,788
Ferro	$\text{Fe}^{3+} + e^- = \text{Fe}^{2+}$	+ 0,771
Mercurio/Sulfato de Hg**	$\text{Hg}_2\text{SO}_4 + 2e^- = 2\text{Hg} + \text{SO}_4^{2-}$	+ 0,615
Água aerada p/ pH = 14	$\text{O}_2 + \text{H}_2\text{O} + 4e^- = 4\text{OH}^-$	+ 0,401
Cobre	$\text{Cu}^{2+} + 2e^- = \text{Cu}$	+ 0,337
Cobre / Sulfato de cobre**(CSE)	$\text{CuSO}_4 + 2e^- = \text{Cu} + \text{SO}_4^{2-}$	+ 0,318
Calomelano saturado**(SCE)	$\text{Hg}_2\text{Cl}_2 + 2e^- = 2\text{Hg} + 2\text{Cl}^-$	+ 0,241
Prata / Cloreto de prata**	$\text{AgCl} + e^- = \text{Ag} + \text{Cl}^-$	+ 0,222
Hidrogênio	$2\text{H}^+ + 2e^- = \text{H}_2$	0,000
Chumbo	$\text{Pb}^{2+} + 2e^- = \text{Pb}$	- 0,126
Níquel	$\text{Ni}^{2+} + 2e^- = \text{Ni}$	- 0,250
Cobalto	$\text{Co}^{2+} + 2e^- = \text{Co}$	- 0,277
Cádmio	$\text{Cd}^{2+} + 2e^- = \text{Cd}$	- 0,403
Ferro	$\text{Fe}^{2+} + 2e^- = \text{Fe}$	- 0,440
Cromo	$\text{Cr}^{3+} + 3e^- = \text{Cr}$	- 0,744
Zinco	$\text{Zn}^{2+} + 2e^- = \text{Zn}$	- 0,763
Alumínio	$\text{Al}^{3+} + 3e^- = \text{Al}$	- 1,662
Magnésio	$\text{Mg}^{2+} + 2e^- = \text{Mg}$	- 2,363
Sódio	$\text{Na}^+ + e^- = \text{Na}$	- 2,714
Potássio	$\text{K}^+ + e^- = \text{K}$	- 2,925

\* Segundo a convenção adotada pela International Union of Pure and Applied Chemistry na Convenção de Estocolmo em 1953, os sinais positivos representam reações de deposição (redução) do metal em relação ao eletrodo de hidrogênio ( $\text{Me}^{n+} + ne^- \rightarrow \text{Me}^0$ ), enquanto os negativos representam reações de oxidação ( $\text{Me}^0 \rightarrow \text{Me}^{n+} + ne^-$ ).

\*\* Eletrodos de referência, secundários.

<sup>18</sup> JONES, Denny A. Principles and Prevention of Corrosion. New York, 1992.

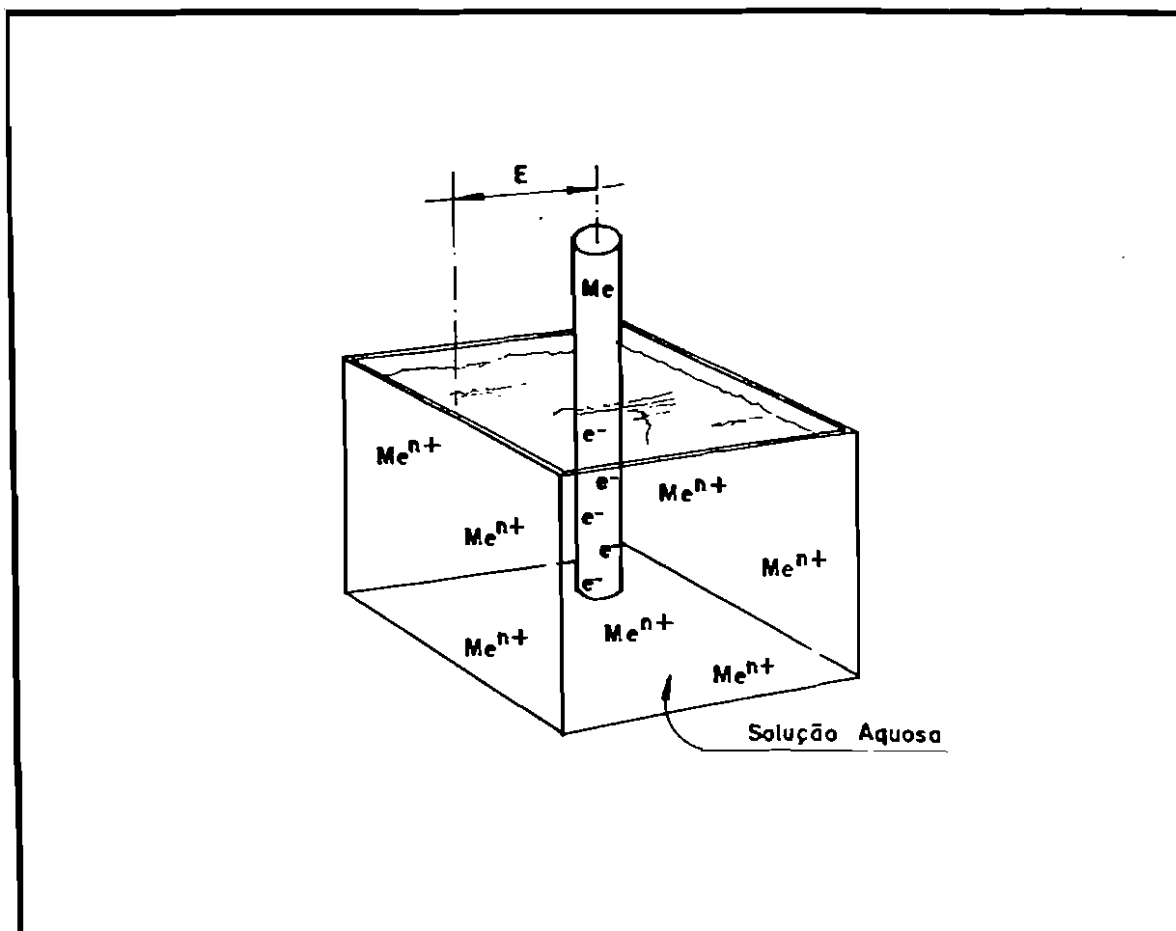


FIGURA I-4. Semi-pilha ou semi-célula de corrosão eletroquímica.

O mecanismo descrito representa o fundamento da eletrodeposição, que é um dos processos industriais empregados para revestimento protetor de metais sensíveis à corrosão. A título didático apresenta-se na Fig.I-5 algumas condições que impedem a corrosão ou a eletrodeposição do ferro sobre o cobre na pilha galvânica da Fig.I-2.

No caso das armaduras de concreto armado, no entanto, não é usual o emprego de metais de natureza diferente sendo comum, ampla e majoritariamente utilizados os aços chamados de baixo teor de carbono (< 0,9%), em geral com menos de 0,4% de carbono, sempre que se tratar de fios e barras para concreto armado. A célula de corrosão não pode então ser do tipo galvânica.

Outra grande diferença entre pilha galvânica pura e corrosão das barras de aço é a natureza da solução aquosa que envolve a armadura dentro do concreto. A solução ou água intersticial do concreto é capaz de reagir com o ferro/aço<sup>19</sup> das armaduras, ou seja, não há possibilidade de eletrodeposição. Os produtos de corrosão depositam-se fora da superfície da armadura, nas circunvizinhanças desta, porém nos poros, capilares e fissuras do concreto e não no próprio metal.

<sup>19</sup> Aço é a denominação de um produto obtido industrialmente com estrutura de cristais de ferrita e cementita uniformemente distribuída, chamada perlítica, na qual o elemento ferro aparece em teores de pelo menos 99% da massa total, podendo-se considerá-lo com propriedades corrosivas equivalentes e similares às do ferro.

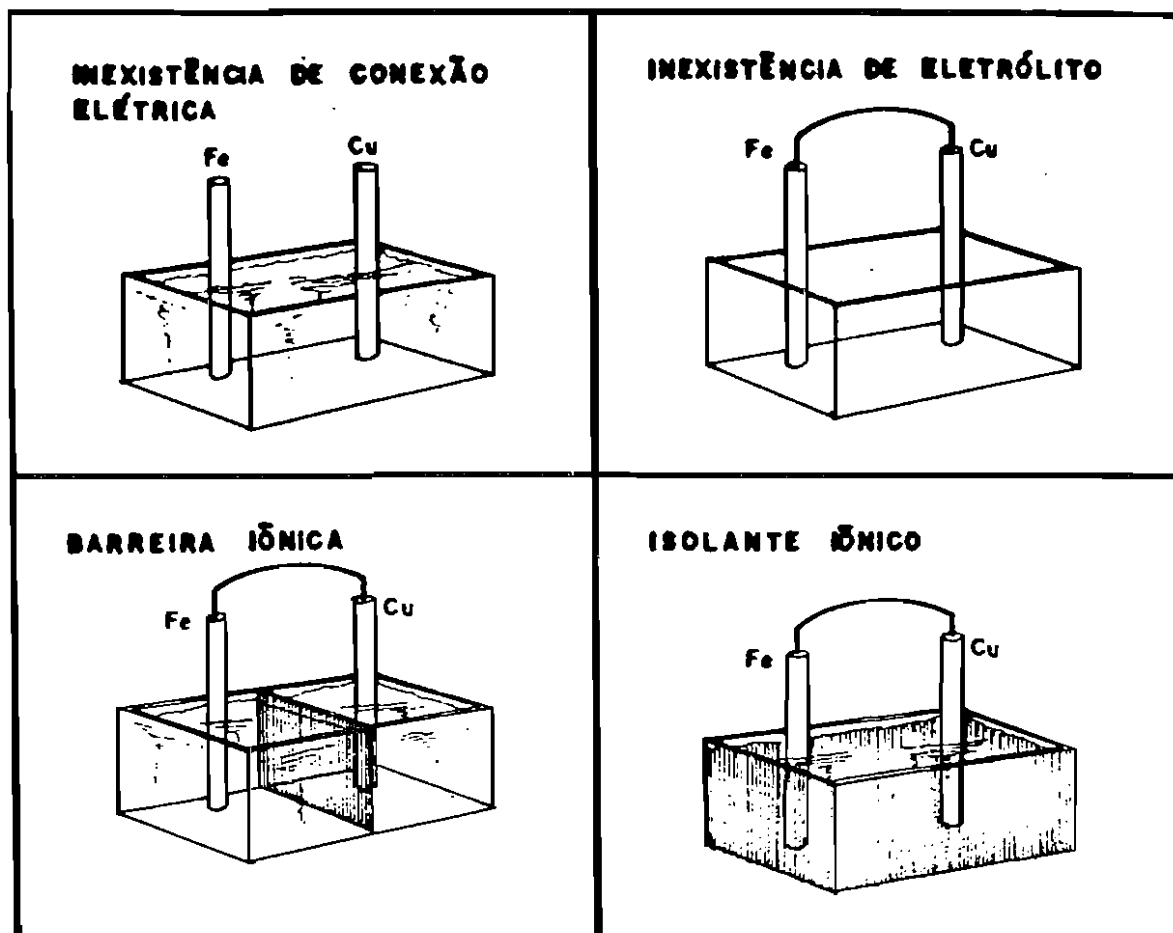
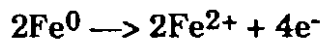


FIGURA I-5. Condições para não haver formação de pilha ou célula de corrosão eletroquímica do tipo galvânica.

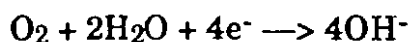
Na realidade qualquer heterogeneidade da estrutura, da superfície da armadura ou na vizinhança das barras de aço é suficiente para justificar uma diferença de potencial de eletrodo entre regiões vizinhas, micro ou macroscópicas, da armadura. As pilhas ou células de corrosão eletroquímica que frequentemente ocorrem no concreto armado podem ser dos seguintes tipos:

1ª Célula de *aeração diferencial*; é provavelmente a mais comum nas estruturas de concreto armado e deve-se à diferença de acesso de oxigênio entre regiões contíguas da armadura. Neste caso a reação típica no ânodo é de oxidação do ferro, ou seja, a semi-pilha ou eletrodo é o metal Fe que passa à solução liberando elétrons segundo a reação,



com potencial padrão  $E^0 = -0,440 \text{ V}$ .

No cátodo, onde a semi-pilha ou eletrodo é a água aerada em meio neutro ou alcalino, ocorre a redução<sup>20</sup> do oxigênio dissolvido,



<sup>20</sup> Redução é a denominação de toda reação química na qual ocorre um ganho de elétrons, ou seja onde há uma diminuição do número de cargas positivas de um íon.



com  $E^0 \geq +0,401$  V, conforme Tabela I-1, pois o pH do extrato aquoso dos poros do concreto está normalmente abaixo de 14 e acima de 7. A diferença de potencial resultante dos potenciais padrões seria de 0,841 V. Na realidade, utilizando-se da equação de Nernst (eq.I-1), e desprezando-se os efeitos de polarização, obtém-se;

• semi-pilha anódica ( Fe ):  $E_{Fe} = -0,440 - \frac{0,0592}{2} \log \frac{1}{a_{Fe^{2+}}}$

• semi-pilha catódica (  $O_2$  e  $OH^-$  ):  $E_{O_2/OH^-} = -0,401 - \frac{0,0592}{2} \log \frac{(a_{OH^-})^2}{\sqrt{P_{O_2}}}$

Segundo Babaei<sup>21</sup>, a atividade do íon ferro,  $a_{Fe^{2+}}$  no ânodo pode ser assumida como 0,1, a pressão parcial do oxigênio no cátodo,  $P_{O_2}$ , pode ser assumida como 0,02 MPa ( $\approx 0,2$  atmosferas), e, admitindo pH da solução aquosa presente nos poros do concreto como sendo da ordem de 12, tem-se a atividade do ânion hidroxila,  $a_{OH^-} = 10^{pH-14}$ , ou seja, 0,01, a 25°C. A diferença de potencial encontrada neste caso seria de 0,979 V. Ambos valores são elevados e não correspondem aos casos normais encontrados na prática que alcançam diferenças máximas da ordem de 0,550 V. Essa redução deve-se aos fenômenos de polarização especialmente a redução do oxigênio no cátodo, ou seja, polarização catódica por concentração, fenômeno analisado mais adiante, neste capítulo. Na Fig.I-6 apresenta-se o modelo físico teórico desta pilha de corrosão exemplificando-se como ela pode ocorrer nas armaduras de concreto armado.

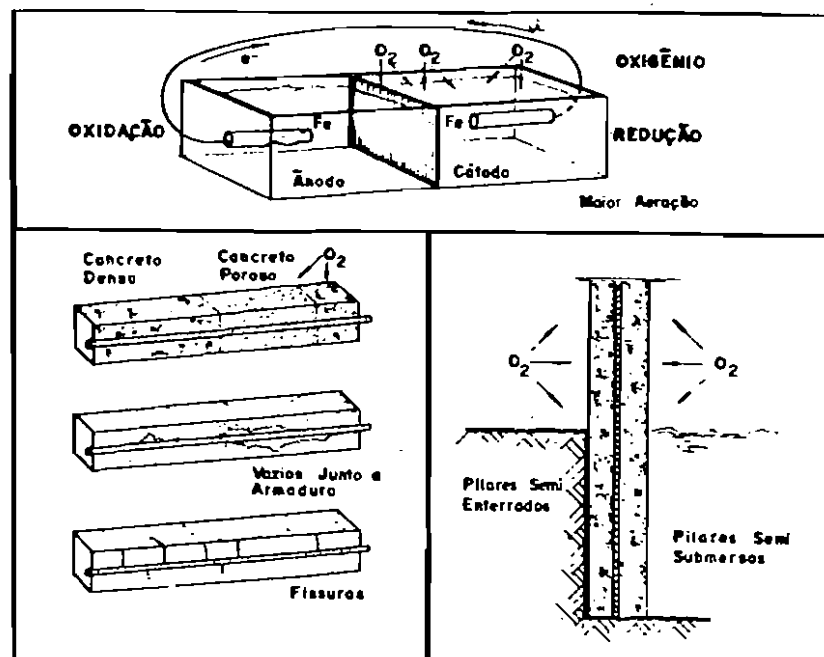


FIGURA I-6. Célula ou pilha de aeração diferencial e situações onde esse fenômeno pode ocorrer nas estruturas de concreto.

<sup>21</sup> BABAEI, Khossrow. Evaluation of Half-Cell Corrosion Detection Test for Concrete Bridge Decks: final report. Seattle, Washington State Department of Transportation, 1986. (WA-RD 95.1) p. 11

2ª Célula de *concentração salina diferencial*, é provavelmente o segundo tipo em frequência e importância nas estruturas de concreto armado. Aparece como resultado de diferenças de concentração de sais nos poros capilares e fissuras do concreto, ou seja, diferentes concentrações de íons na solução intersticial. Essas diferenças de concentração iônica podem ser de origem intrínseca ao concreto tais como; diferentes materiais na composição do concreto, diferentes proporções dos materiais no traço, qualidade deficiente da mistura de concreto, adensamento inadequado, excesso de exsudação, ou de origem externa tais como componentes estruturais parcialmente submersos em ambientes agressivos ou com parte exposta à ação de atmosferas agressivas e parte protegida em ambiente interno, como por exemplo os componentes estruturais ou de vedação de fachada.

Na Fig.I-7 apresenta-se o modelo físico teórico desta pilha de corrosão exemplificando-se como ela pode ocorrer nas armaduras de concreto armado.

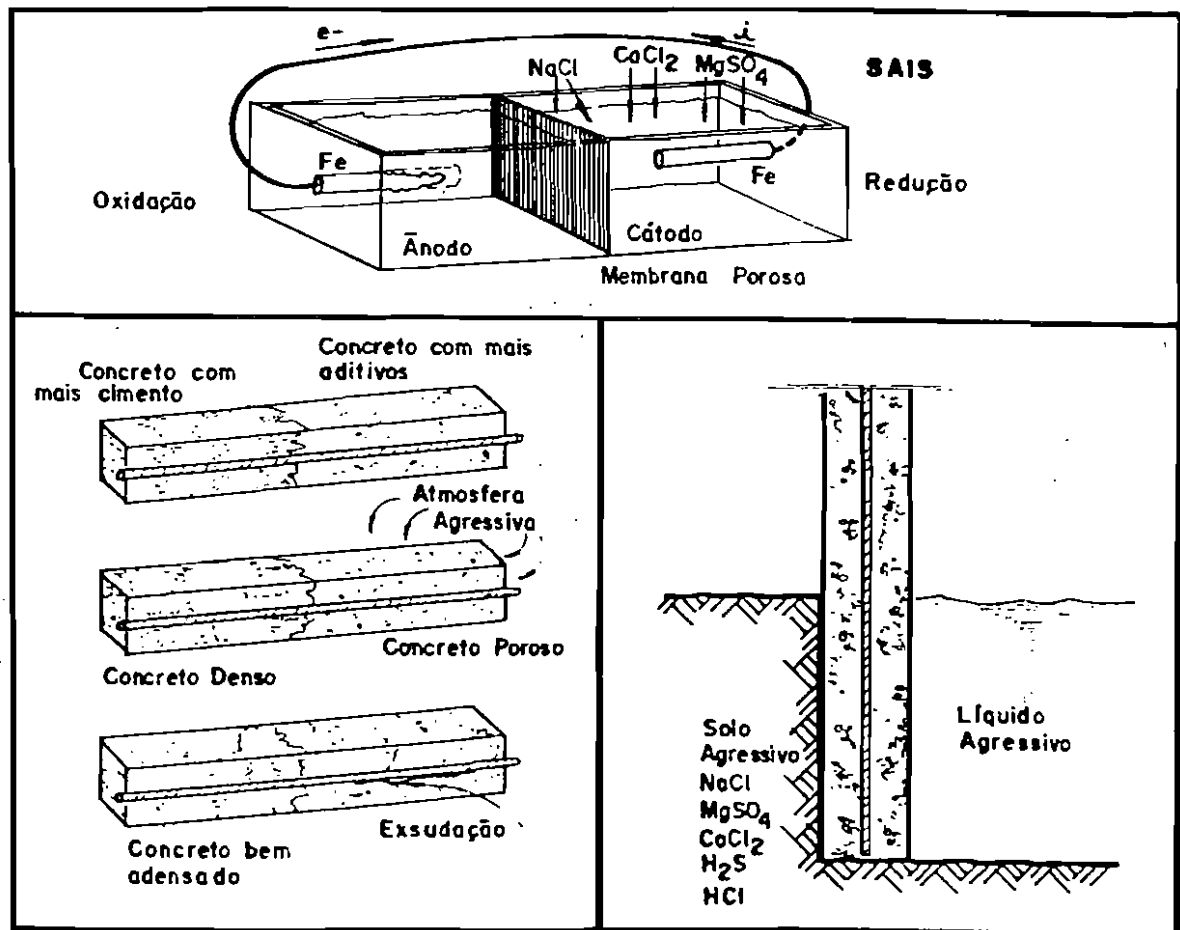
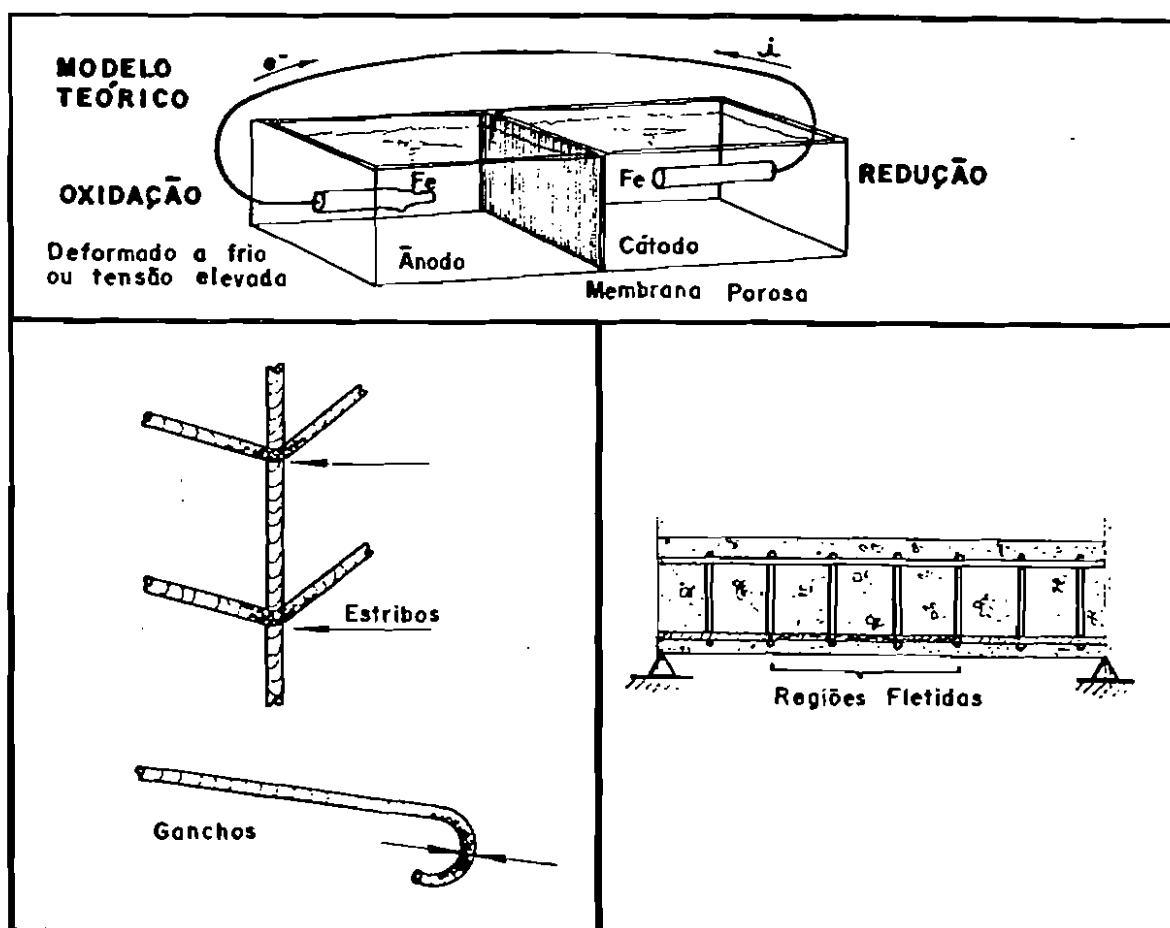


FIGURA I-7. Célula ou pilha de concentração salina diferencial e situações onde esse fenômeno pode ocorrer nas estruturas de concreto.

3ª Célula de *tensão diferencial*, aparece como resultado de diferentes tensões nas diversas partes de uma mesma armadura ou entre armaduras que foram obtidas por diferentes meios ou tratamentos. O contorno de grãos fica com elevada energia e sendo partes extremamente sensíveis e ativas da microestrutura dos metais, são mais facilmente

atacadas por ação iônica quando o metal está sob tensão elevada. Os aços deformados a frio, CA da classe B da NBR 7480 ou os CP das NBR 7482 e NBR 7483, têm característica anódica em relação aos laminados a quente, tais como os CA da classe A da NBR 7480. Partes da armadura podem estar sob tensões de tração com característica anódica em relação a outras partes da mesma armadura que estejam submetidas a tensões de compressão, assim como as regiões dobradas de ganchos são mais sensíveis à corrosão que trechos contíguos não dobrados.

Na Fig.I-8 apresenta-se o modelo físico teórico desta pilha de corrosão exemplificando-se como ela pode ocorrer nas armaduras de concreto armado.



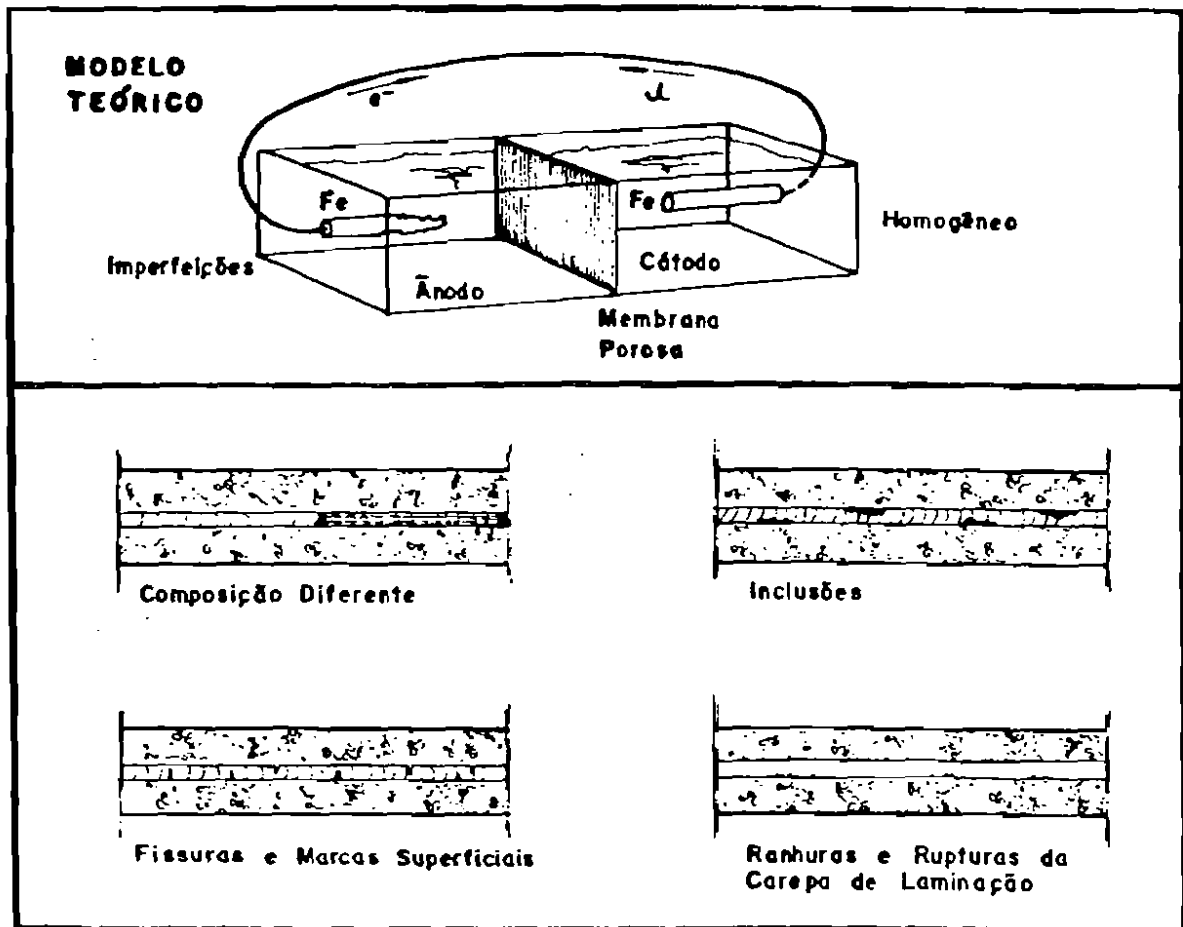
**FIGURA I-8.** Célula ou pilha de tensão diferencial e situações onde esse fenômeno pode ocorrer nas estruturas de concreto.

A pilha ou célula de tensão diferencial geralmente decorrente de ação externa, pode ser generalizada como célula de *energia diferencial*, resultante de alterações na composição e estado de acabamento superficial das barras e fios de aço. Pequenas imperfeições na estrutura do aço, especialmente falhas na superfície são suficientes para gerar estados energéticos superficiais distintos e dar origem a regiões com comportamento anódico em relação a regiões adjacentes da mesma barra. A presença de certos elementos tais como

cobre<sup>22</sup>, cromo, níquel e fósforo podem contribuir para o aumento da resistência à corrosão do aço e diferenças de composição desses elementos podem acarretar comportamentos eletroquímicos diferentes entre regiões próximas. Essa pilha de corrosão não é determinante dos processos corrosivos das armaduras de concreto armado podendo no entanto, ser mais um fator desencadeante ou acelerante do fenômeno da corrosão.

Passa a ter maior importância nos fios e cordoalhas de aço para concreto protendido onde os riscos de corrosão sob tensão são maiores, ou seja, essas imperfeições podem dar origem a corrosão e fraturas do tipo intercrystalina, intergranular ou transgranular.

Na Fig. I-9 apresenta-se o modelo físico teórico desta pilha de corrosão exemplificando-se como ela pode ocorrer nas armaduras de concreto armado.



**FIGURA I-9.** Célula ou pilha de energia diferencial e situações onde esse fenômeno pode ocorrer nas estruturas de concreto.

<sup>22</sup> Segundo SHACKELFORD, J. F. Introduction of Materials Science for Engineers. New York, Macmillan, 3. ed. 1992, p. 59, aumentar teor de cobre de 0,05% para 0,32% propicia uma redução de mais de 50% na corrosão atmosférica observada após um período de 5 anos.

4ª Célula de *temperatura diferencial*, corresponde à célula de corrosão resultante da diferença de temperatura entre duas regiões circunvizinhas da mesma barra ou de barras conectadas eletricamente por estribos ou soldas. As regiões com baixa temperatura atuarão como ânodos enquanto as regiões de mais alta temperaturas serão os cátodos.

5ª Célula *imposta*, corresponde à célula de corrosão resultante da ação de correntes externas à estrutura, erráticas, de fuga ou vagabundas, ou ainda célula galvânica resultante da conexão elétrica e eletrolítica de metais de diferente eletronegatividade.

Dentro do mesmo princípio, também podem ser incluídas aqui as células impostas controladamente para evitar a corrosão das armaduras, como no caso da proteção catódica por corrente impressa. Neste caso, essas "células de corrosão" têm papel positivo e serão abordadas futuramente.

Correntes erráticas não são comuns mas podem ocorrer em instalações onde haja circulação de correntes contínuas. Nesses casos mesmo baixas correntes podem ser responsáveis por elevadas taxas de corrosão. É o caso de estruturas de suporte de linhas férreas onde os trilhos são condutores de corrente contínua, como por exemplo os trilhos de trens metropolitanos. Pode ser o caso também de cabines de retificação de corrente alternada para propulsão de ônibus elétricos e certas torres de transmissão de alta voltagem. Conexão de metais diferentes pode ocorrer quando se procede à fixação de escadas, marcos, batentes e peitoris de alumínio, aço inoxidável ou outra liga metálica soldando-os às armaduras<sup>23</sup>.

Os potenciais de corrosão da série eletroquímica, apresentados anteriormente na Tabela I-1, são obtidos a partir de um estado de equilíbrio em condições muito particulares. Servem, no entanto, para dar uma boa idéia da tendência à corrosão. Quando dois eletrodos ou semi-pilhas são conectados eletricamente e há um fluxo de elétrons e íons, o potencial do ânodo e do cátodo mudam para um novo potencial denominado reversível, que é dinâmico e dependente das variações de temperatura, da concentração iônica que por sua vez é função das próprias reações em curso e outras variáveis de difícil controle. Essa alteração é denominada *polarização*, conforme ilustrado na Fig.I-10. Essa modificação em geral resulta numa redução da diferença de potencial tomada a partir dos potenciais padrão e portanto reduz a corrente efetiva de corrosão, que depende não só da diferença de potencial mas também da resistência elétrica do circuito, de acordo com a lei de Ohm<sup>24</sup>. A resistência do circuito é definida pela resistência do eletrólito (concreto) pois a resistência do metal é considerada desprezível frente à elevada resistência do eletrólito.

<sup>23</sup> Infelizmente é uma prática comum que tem conduzido a graves problemas de corrosão, como por exemplo fixação de peitoris em varandas de fachada. Os produtos de corrosão são expansivos e rompem o concreto em pedaços de dimensões suficientes para atingir gravemente transeuntes que caminhem na calçada abaixo da varanda. O ideal é chumbar diretamente no concreto, sem conectar à armadura.

<sup>24</sup> Georg Simon Ohm ( 1787 - 1854 ) físico alemão, formulador da lei de interdependência da diferença de potencial com a corrente e a resistência elétrica.

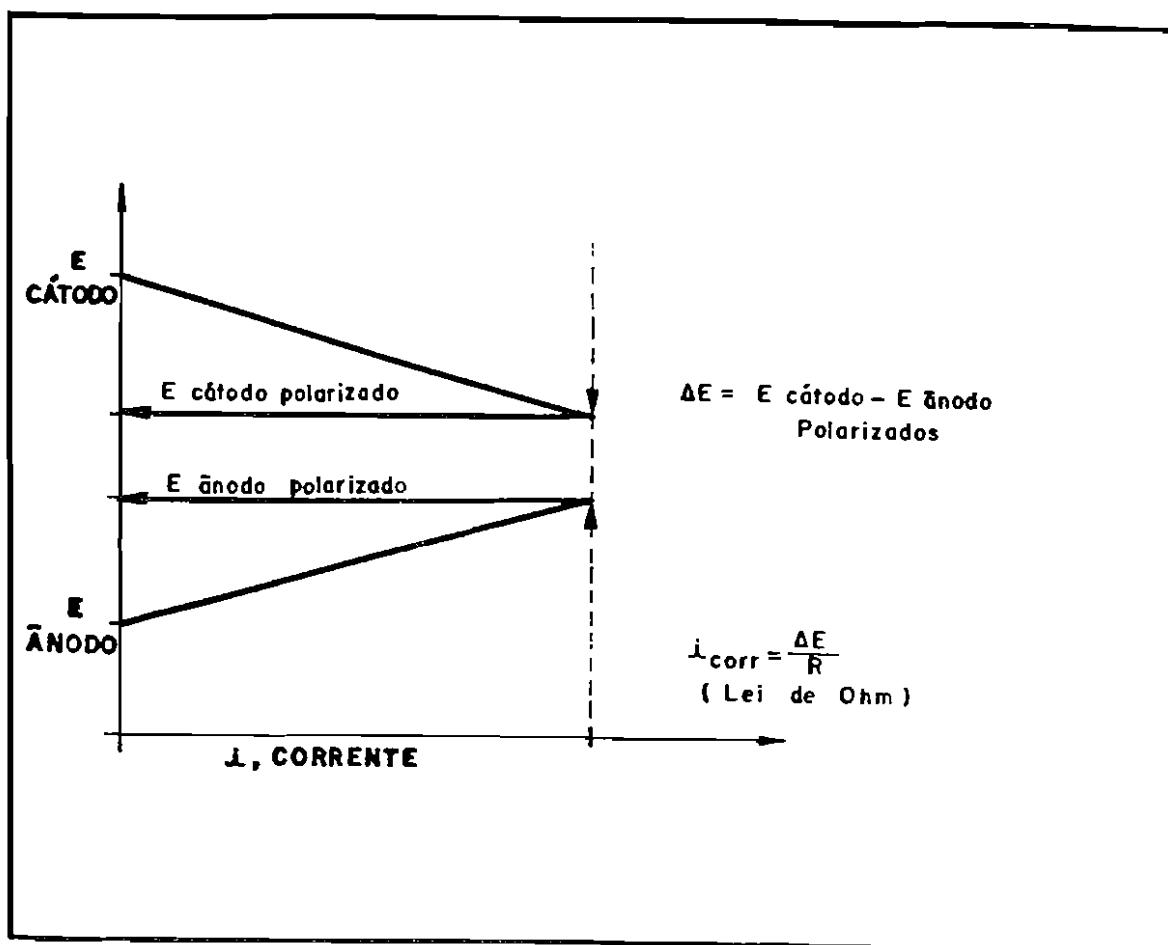


FIGURA I-10. Polarização de semi-pilhas ou semi-células de corrosão.

A polarização de semi-pilhas ou semi-células de corrosão tanto pode ser controlada anódica como catódicamente. No controle catódico o potencial do cátodo é alterado profundamente em direção ao potencial do ânodo, enquanto o potencial do ânodo praticamente não se altera. No controle anódico ocorre justamente o inverso. Dois tipos de polarização são os mais conhecidos: por concentração e por ativação.

*Polarização por concentração* é resultante da alteração da concentração do eletrólito na vizinhança dos eletrodos como resultado das reações de oxidação no ânodo e de redução no cátodo. Com base na equação de Nernst (eq.I-1), alterações de concentração modificam o potencial da semi-pilha. Por exemplo uma redução da concentração de oxigênio no cátodo, em função das reações de redução que ocorrem numa barra de aço imersa no concreto, resulta numa polarização catódicamente controlada.

*Polarização por ativação* é resultante de uma alteração da corrente que flui no sistema, por exemplo através de uma fonte externa. Um bom exemplo é o caso da proteção anódica na qual através de uma corrente impressa externa o potencial catódico do aço é levado ao nível do potencial anódico reduzindo a zero a diferença de potencial e consequentemente impedindo que a pilha de corrosão se manifeste ativamente.

### 1.3 Corrosão do Aço no Concreto

A corrosão pode se manifestar como um processo que ocorre através de micropilhas de corrosão eletroquímica ou através de macropilhas. Essa é uma discussão atual<sup>25,26</sup> para a qual ainda não há consenso nem uma resposta satisfatória. Parece adequado raciocinar como um processo que se inicia por micropilhas a partir da existência de forças eletromotrizes típicas de macropilha. Com o desenvolvimento das reações as micropilhas vão se agrupando e se rearranjando de tal forma que o processo aparece após a ruptura e destacamento do concreto como um processo tipicamente de macropilhas, onde se notam zonas corroídas alternadas com zonas não corroídas. A proporção micro/macro-pilha passa então a ser função do tempo e da magnitude das heterogeneidades que deram origem ao aparecimento de diferenças significativas de potencial de eletrodo entre regiões vizinhas. Segundo Carmen Andrade<sup>27</sup> as regiões anódicas sempre mantêm alguns pontos catódicos dentro da área, enquanto as regiões catódicas podem manter-se “puras”, conforme mostrado na Fig.I-11.

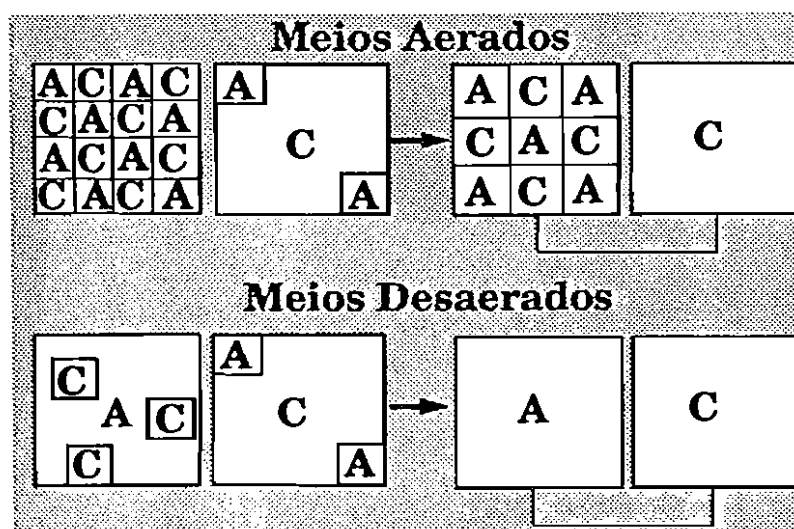


FIGURA I-11. Distribuição de regiões anódicas (A) e regiões catódicas (C) nas armaduras corroídas. (ANDRADE, C., 1992)<sup>27</sup>

Uma visão didática da dinâmica do processo de corrosão eletroquímica é a experiência proposta por Evans<sup>28</sup> na qual demonstra a evolução da corrosão eletroquímica na superfície de uma chapa de aço. Sobre a superfície da chapa é depositada uma fina camada de solução diluída de cloreto de sódio, NaCl, em água. A essa solução é

<sup>25</sup> ANDRADE, C. et al. Macrocell versus Microcell Corrosion of Reinforcements Placed in Parallel. NACE Annual Conference, 1992. Corrosion 92: proceedings, paper 194. Houston, NACE, 1992.

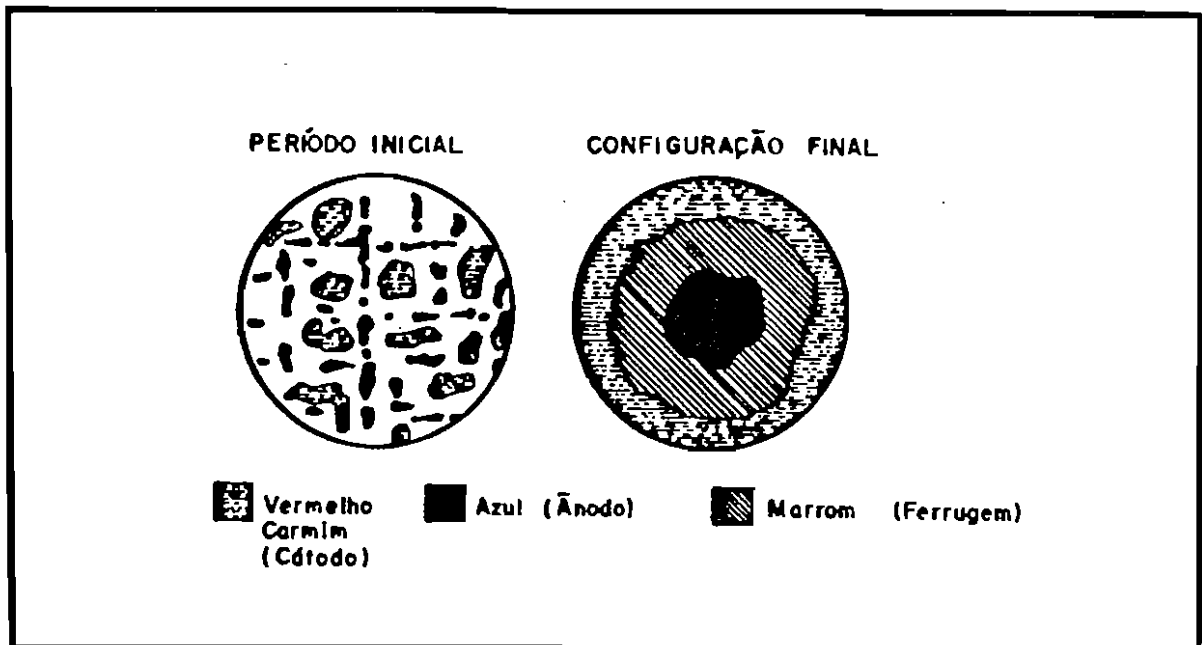
<sup>26</sup> SCHIESSL, P.; RAUPACH, M. Macrocell Steel Corrosion in Concrete Caused by Chlorides. In: V. M. Malhotra, ed. Proceedings of the Second International Conference on Durability of Concrete. Detroit, ACI, 1991. p. 565-83 (SP-126)

<sup>27</sup> ANDRADE, C. Curso de Pós-Graduação PCC-770 Corrosão das Armaduras, oferecido em nov. 1992. São Paulo, EPUSP, PCC, LEP-MAT, 3º ciclo 92. (Notas de Aula)

<sup>28</sup> EVANS, U. R. An Introduction to Metallic Corrosion. London, Arnold, 1981. p. 36

adicionada uma pequena quantidade de fenolftaleína e de cianato de ferro que são indicadores químicos. A fenolftaleína indica a formação de  $\text{OH}^-$  no cátodo através da coloração vermelho carmim, e o cianato de ferro mostra a liberação dos cátions  $\text{Fe}^{+2}$  no ânodo, através da coloração azul escuro. No início os ânodos e cátodos se distribuem uniformemente na superfície da chapa como um processo de micropilhas, conforme apresentado na Fig.I-12.

Eventualmente os ânodos podem se posicionar preferencialmente nas regiões de maior energia superficial devido a um maior polimento da chapa em certos pontos ou no contorno de grãos mais ativos. Como o acesso de oxigênio é menor na área central, aos poucos os ânodos de cor azul vão se concentrando no centro da placa e os cátodos de cor vermelho carmim vão sendo segregados para a borda da área molhada onde há maior acesso de oxigênio. Entre as duas regiões forma-se uma coroa de produtos de corrosão, de cor amarronzada, ou seja, a ferrugem deposita-se entre ambos como resultado da reação do  $\text{Fe}^{+2}$  proveniente do ânodo central com o  $\text{OH}^-$  proveniente do cátodo na borda. A configuração final é típica de um processo por macropilhas, conforme apresentado esquematicamente na Fig.I-12.



**FIGURA I-12.** Distribuição dos ânodos e cátodos na superfície de uma chapa de aço na qual foi aplicada uma camada de água com indicadores químicos .  
(EVANS, U. R., 1981)<sup>28</sup>

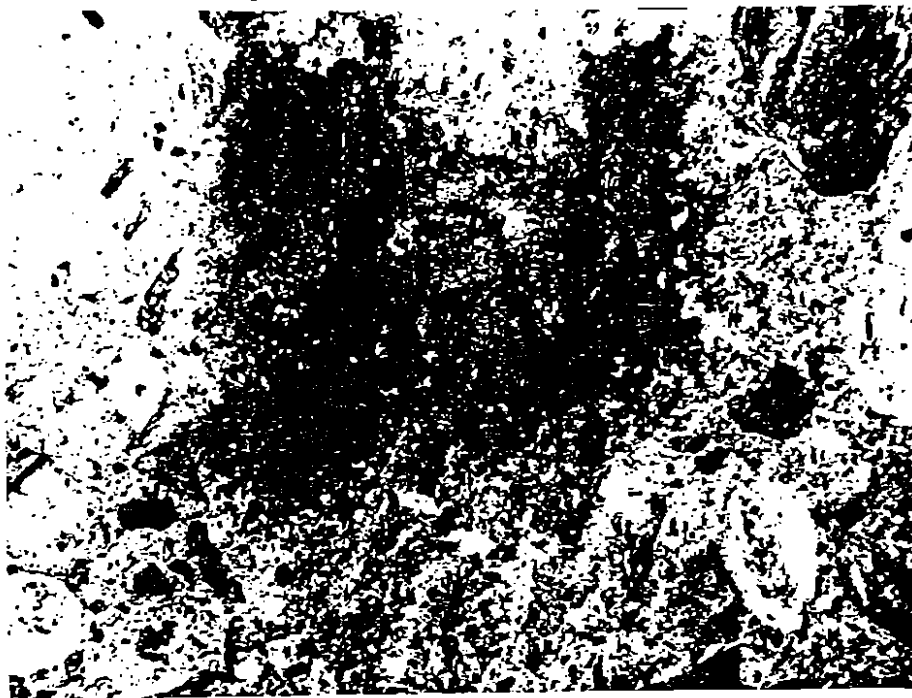
O mecanismo de corrosão do aço no concreto é eletroquímico com formação de óxidos / hidróxidos de ferro, produtos de corrosão de cor variando de preto, verde escuro, marrom claro a marrom escuro, nessa ordem, segundo reações com pouco acesso de oxigênio até reações com franco acesso de oxigênio, conforme apresentado na Foto I-1.

A eventual presença de agentes agressivos tais como cloretos contribui também para alterar a cor dos produtos da corrosão. Os produtos formados de natureza gelatinosa,

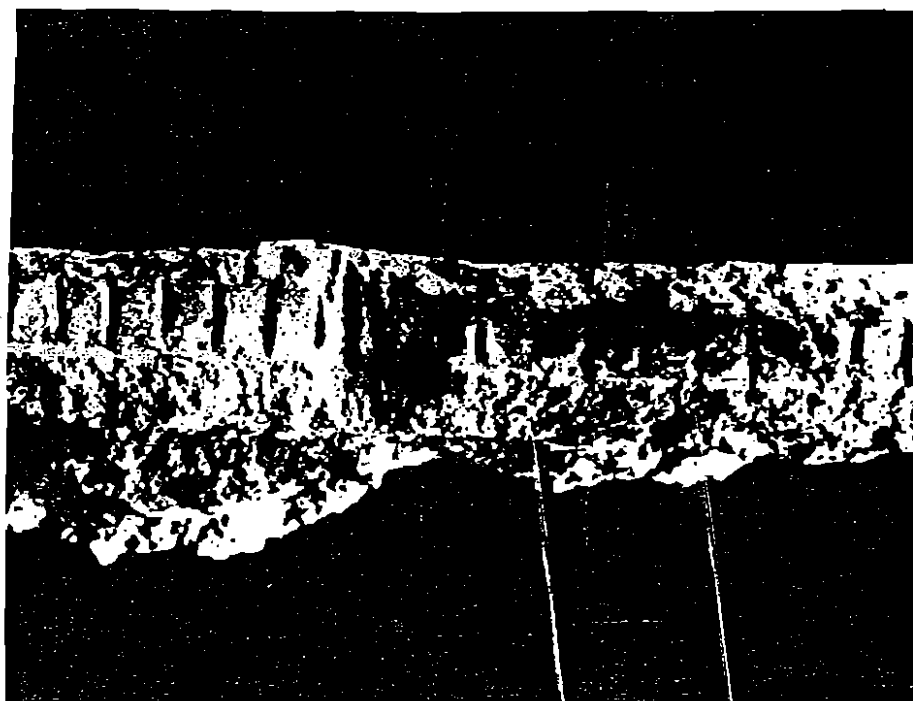


solúveis ou expansivos e porosos, denominados comumente de ferrugem, só ocorrem quando são observadas as seguintes três condições básicas:

- deve existir um eletrólito
- deve existir uma diferença de potencial de eletrodo
- deve existir oxigênio



(a)



(b)

*FOTO 1-1. Variedade de cores dos produtos de corrosão. Corrosão em presença de cloretos em região de pouco acesso de oxigênio (a) e corrosão típica de região com grande acesso de oxigênio (b).*

A corrosão eletroquímica das armaduras de concreto pode ser representada genericamente conforme indicada na Fig. I-13, sempre que a armadura esteja despassivada<sup>29</sup>.

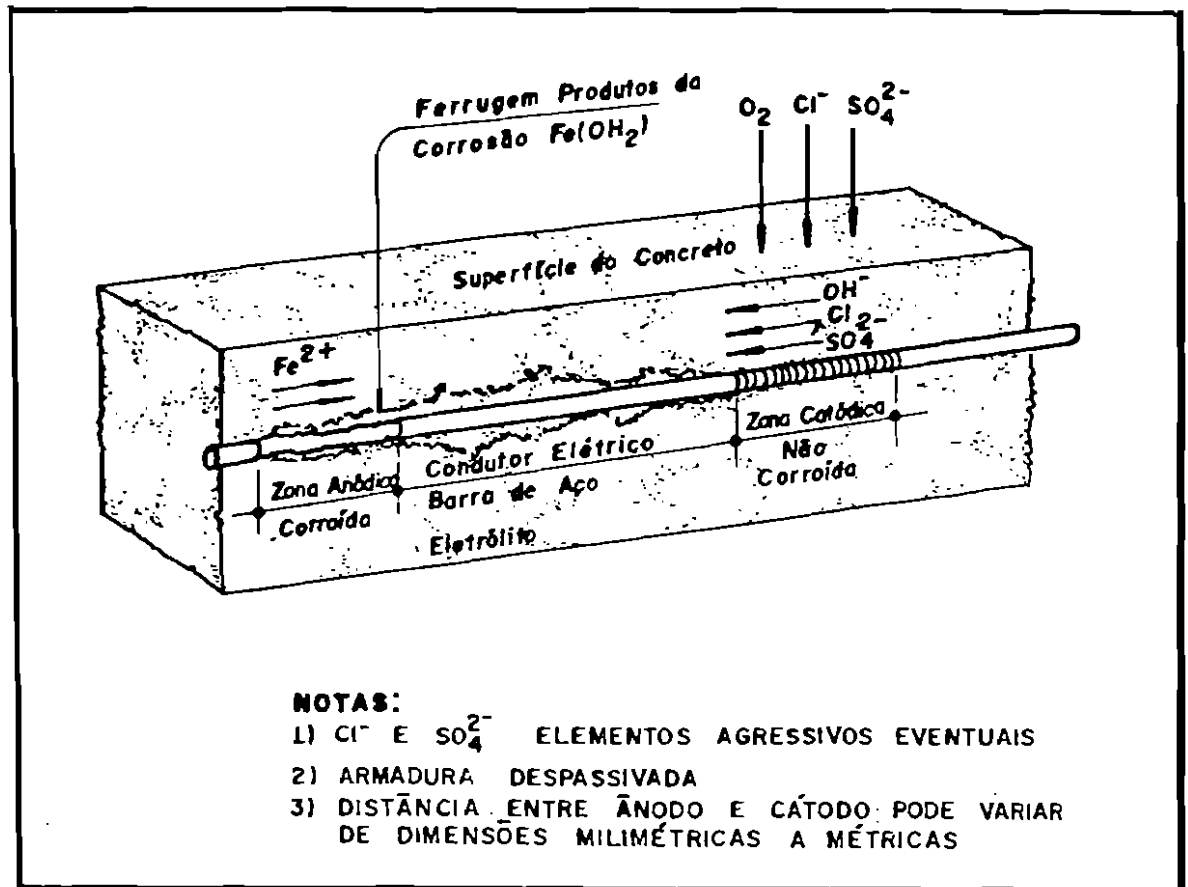


FIGURA I-13. Pilha ou célula de corrosão eletroquímica no concreto.

Como em qualquer outra célula há um ânodo, um cátodo, um condutor elétrico e um eletrólito. Diferenças de potencial de eletrodo entre regiões circunvizinhas, geradas pelas diversas heterogeneidades anteriormente citadas, podem ser suficientes para dar origem ao aparecimento de corrente elétrica entre zonas anódicas e zonas catódicas. Dependendo da magnitude dessa corrente e do acesso de oxigênio, poderá haver ou não corrosão. Não há corrosão em concretos secos, por insuficiência de eletrólito, nem em concretos totalmente saturados pois neste caso não haverá suficiente acesso de oxigênio. Isso ocorre preponderantemente quando o concreto está submerso sob uma pressão hidrostática superior a cerca de 0,015 MPa ( $\approx 1,5$  metro coluna de água), ou seja, suficiente para superar a pressão parcial do oxigênio na atmosfera e impedir a difusão do oxigênio na solução intersticial do concreto. Nessas condições a corrosão só será possível quando a corrente de corrosão for suficiente para promover a eletrólise da água e assim gerar volumes extras de oxigênio.

<sup>29</sup> PORRERO, Joaquín I. Causas que en la Practica Producen la Corrosión de las Armaduras de Concreto. Caracas, Boletín IMME, v. 12, n. 49, p. 25-49, 1975.

### Deve existir um eletrólito

A água está sempre presente no concreto, na maioria das vezes em quantidade suficiente para atuar como eletrólito, principalmente nas regiões expostas à intempérie em climas úmidos. A umidade de equilíbrio<sup>30</sup> nos poros do concreto normal de relação água / cimento da ordem de 0,60 ( $f_{c28} \approx 26 \text{ MPa}$ ), a 25°C é função da umidade relativa do ambiente, podendo apresentar a seguinte variação:

- U.R. = 40% —> umidade de equilíbrio = 3% (70 litros de água/ m<sup>3</sup>)
- U.R. = 70% —> umidade de equilíbrio = 4% (95 litros de água/m<sup>3</sup>)
- U.R. = 98% —> umidade de equilíbrio = 6% (140 litros de água/m<sup>3</sup>)

Como se pode notar, em geral, haverá suficiente volume de água no concreto para constituir-se num eletrólito transportando os íons necessários às reações de corrosão eletroquímica.

### Deve existir uma diferença de potencial de eletrodo

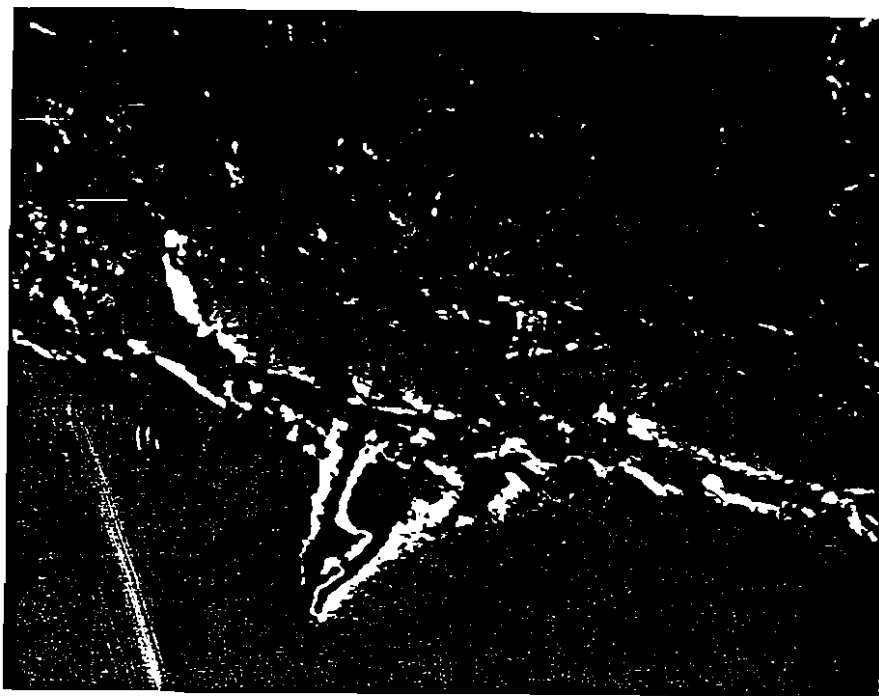
Qualquer diferença de potencial de eletrodo que se produza entre dois pontos da barra, devidas a diferenças de umidade, de aeração, de concentração salina, de tensão no aço ou no concreto ou eventuais correntes de fuga ou pares galvânicos, é capaz de desencadear pilhas ou cadeia de pilhas de corrosão eletroquímica. Na maioria das vezes formam-se micropilhas que podem até mesmo alternar de posição os polos. Com o tempo o crescimento das heterogeneidades e conseqüente intensificação das diferenças de potencial de eletrodo entre regiões vizinhas, o processo altera-se tendendo para macropilhas.

A corrosão pode ser classificada quanto ao seu aspecto e distribuição podendo-se chamar de *corrosão generalizada* aquela que ocorre em toda uma região da barra. Outro tipo, a *corrosão localizada* é mais rara e pode estar associada à despassivação pontual do aço geralmente resultante de ação de cloretos ou fissuras. A corrosão localizada e *sob tensão de tração* é a mais grave, pois a estrutura pode romper sem aviso, ou seja, ocasionar uma ruptura frágil em uma secção definida, sem que haja uma prévia deformação da estrutura que alerte e permita corrigir o problema em tempo. Um bom exemplo desse tipo de corrosão foi o acidente e ruptura da ponte em construção sobre o rio Guaíba em Porto Alegre, no Rio Grande do Sul, conforme descrito por Wolyne<sup>31</sup> em 1964.

Em presença de cloretos pode ocorrer a chamada *corrosão por pites*, ou seja, distribuída em diversos pontos, mini-ânodos, dispersos por uma pequena região, conforme mostrado na Micrografia I-3.

<sup>30</sup> A umidade de equilíbrio pode ser calculada tomando-se (e fragmentando-se em pedaços passantes na peneira de # 25 a 32 mm) uma certa porção de concreto e deixando-se secar em estufa ventilada a 105°C até constância de peso. A diferença de massa antes e após secagem, em relação à massa inicial, expressa em porcentagem, é a umidade de equilíbrio.

<sup>31</sup> WOLYNEC, Stephan. Corrosão Conjugada a Tensão é Ameaça nos Aços Protendidos. O Dirigente Construtor, v. 1, n. 1-2, p. 49-53, 1964.



*MICROGRAFIA I-3. Detalhe aumentado de 540 vezes obtido através de uso de microscópio eletrônico de varredura (SEM) por imagem gerada através de elétrons retroespalhados ("backscattered"), a partir de amostra seca, polida e observada em câmara de vácuo. Notar em primeiro plano o aço, a seguir os produtos da corrosão com pite, e por fim a matriz de concreto.*

#### Deve existir oxigênio

É necessário que haja oxigênio para a formação da ferrugem, segundo a reação;



Na realidade as reações são mais complexas e o produto da corrosão, denominado ferrugem, nem sempre é  $\text{Fe}(\text{OH})_2$ , mas sim uma gama de óxido/hidróxidos de ferro resultantes das seguintes prováveis reações<sup>32</sup>;

- nas zonas anódicas o ferro perde elétrons ocasionando a dissolução do metal, ou seja, a oxidação do ferro;



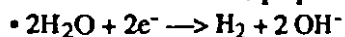
- nas zonas catódicas em meios neutros ou alcalinos aerados ocorre<sup>33</sup>, a redução do oxigênio;



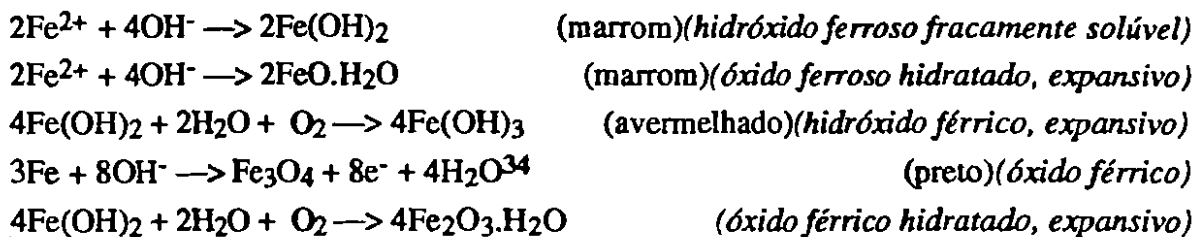
- na superfície da barra ou no eletrólito, ocorre a formação de ferrugem, como resultado de uma série de reações que podem ocorrer em etapas sucessivas com formação de complexos intermediários e transitórios que são função dos compostos presentes, da temperatura e das condições de exposição, podendo não aparecerem na

<sup>32</sup> GOMES, Luiz P.; BARRETO, Francisco A. Proteção Catódica para Piers de Atracação de Navios. *Construção Pesada*, v. 9, n. 99, p. 50-4, 1979.

<sup>33</sup> Em meios ácidos ou neutros a própria água pode ser reduzida através da reação (eletrolise):



etapa final do processo. As reações simplificadas podem ser assim indicadas;



O óxido férrico hidratado é o mais comum e mais estável dos produtos finais da corrosão sendo que na realidade pode apresentar-se sob diversas formas de cristalização. As características dos produtos da corrosão são amplamente discutidos no trabalho de Figg<sup>35</sup>, podendo-se resumir em;

- Magnetita,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ , maghemita  $\gamma\text{Fe}_2\text{O}_3$ , e  $\text{Fe}(\text{OH})_2$  parecem ser os produtos finais de corrosão mais comuns
- O aparecimento de akaganéita,  $\beta\text{FeO} \cdot \text{OH}$ , é invariavelmente associado à presença de cloretos em situações de pouco acesso de oxigênio. Tem coloração levemente esverdeada que se transforma em verde escuro, preta e finalmente na cor típica e estável de ferrugem, marrom-avermelhada, tudo em poucas horas após exposto à atmosfera
- Goetita,  $\alpha\text{FeO} \cdot \text{OH}$  e lepidocrocita,  $\gamma\text{FeO} \cdot \text{OH}$ , apresentam-se em geral na forma de géis expansivos

O emprego da técnica de microsonda, por exemplo, pode auxiliar na determinação da composição elementar dos produtos da corrosão na interface aço-concreto. A Micrografia I-4 apresenta o detalhe ampliado de 220 vezes da interface aço-produto da corrosão-matriz de concreto podendo-se notar um retângulo levemente pontilhado no qual foi aplicado microsonda a cada  $30 \mu\text{m}^2$  com o objetivo de determinar os produtos existentes. Através do uso do programa "SUFER" e com ajuda de um computador "IBM 486" os mais de 2.500 resultados individuais foram impressos conforme mostrado na Fig.I-14 que oferece uma visão "tridimensional" da porcentagem em massa dos elementos presentes que por sua vez determinam os compostos prováveis. Conforme se observa na Fig.I-14 há uma região de nítida predominância do elemento Fe, uma segunda região com Fe e O indicando produtos da corrosão e uma terceira com elementos típicos de matriz de pasta de cimento hidratado. Cabe observar também que no caso estudado os cloretos praticamente não atingiram os produtos de corrosão, concentrando-se na matriz ou borda dos produtos de corrosão.

<sup>34</sup> POPOVICS, Sandor et al. Durability of Reinforced Concrete in Sea Water. In: Alan P. Crane, ed. Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction. London, Society of Chemical Industry, Ellis Horwood, 1983. p. 19-38

<sup>35</sup> FIGG, J. Salt, Sulfate, Rust and Other Chemical Effects. In: P. K. Mehta, ed. International Experience with Durability of Concrete in Marine Environment, Berkeley, Dept. of Civil Engineering, University of California, Jan. 1989. p. 50-68



*MICROGRAFIA I-4. Detalhe da interface aço-produtos da corrosão-matriz de pasta de cimento hidratado, aumentado de 220 vezes com uso de microscópio eletrônico de varredura SEM, com imagem obtida através de elétrons secundários em amostra seca, polida e examinada em câmara de vácuo. Notar retângulo onde foi aplicada microsonda para análise elementar.*

A presença de elementos agressivos, principalmente cloretos  $\text{Cl}^-$ , pode ter influência decisiva na despassivação da armadura, dando origem a reações precoces de corrosão eletroquímica como a ocorrida na ponte sobre o Lago Maracaibo, na Venezuela<sup>36</sup>. Esse tema será tratado com mais detalhes no capítulo III dedicado à discussão das condições necessárias para a perda da passivação, a seguir conceituada.

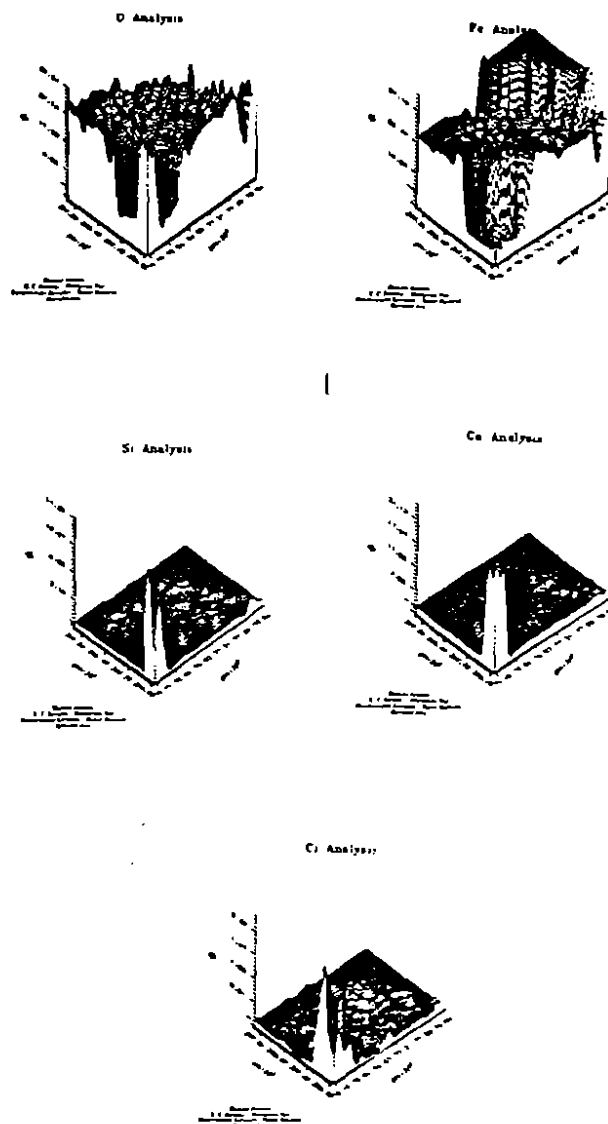
#### 1.4 Passivação

Passivação pode ser entendida como a resistência à corrosão proporcionada por uma película fina de um filme de óxido estável e aderente formado na superfície do metal. Parece que esse filme superficial é formado a partir de uma reação eletroquímica intensa e de curta duração<sup>37</sup> que confere proteção ao metal através de um processo de *corrosão benéfica*. O assunto tem sido tema de pesquisas e tem despertado a curiosidade do meio técnico há mais de 150 anos quando, em 1836, o pesquisador alemão, Schonbein, empregou por primeira vez a palavra passivação<sup>37</sup>. Em 1918, o termo foi utilizado também

<sup>36</sup> RINCON, O. Corrosión del Refuerzo de Acero del Concreto. Caso Histórico "Puente Sobre el Lago de Maracaibo en Venezuela". Revista Ibérica de Corrosión y Protección, v. 18, n. 2-6, p. 293-304, 1987.

<sup>37</sup> UHLIG, H. H. Passivity of Metals. In: R. P. Frankenthal; J. Kruger, eds. Princeton, Electrochemical Society, 1978. p. 1

por primeira vez para explicar a proteção conferida pelo concreto à armadura<sup>38</sup>. Na década de 60 o tema foi retomado com base nos diagramas de equilíbrio termodinâmico de Pourbaix. Segundo Borgard<sup>39</sup> e co-autores o conceito de passividade foi introduzido sem bases experimentais que comprovassem a existência desse filme e o mecanismo efetivo de proteção do mesmo.



**FIGURA 1-14.** Análise elemental por microsonda aplicada numa área de aproximadamente 250  $\mu\text{m}$  por 350  $\mu\text{m}$ , na interface aço-concreto. Pode-se notar claramente três regiões distintas; armadura onde predomina o elemento ferro; produtos da corrosão onde predominam os elementos Fe e  $\text{O}_2$  e matriz de pasta de cimento hidratada com Ca, Si,  $\text{O}_2$ , Cl<sup>-</sup>.

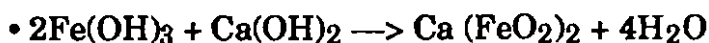
<sup>38</sup> ROSA, E.; McCOLHUM, B.; PETERS, O. *Electrolysis in Concrete*. s.l. National Bureau of Standards, 1918. (Technologic Paper, 18)

<sup>39</sup> BORGARD, B. et al. *Mechanisms of Corrosion of Steel in Concrete*. In: Neal S. Berke; Victor Chaker.; David Whiting, eds. *Corrosion Rates of Steel in Concrete*. Philadelphia, ASTM, 1990. p. 174-88 (STP 1065)

Os recursos mais adequados de investigação desses filmes ainda são determinações químicas e eletroquímicas de difícil interpretação devido à própria dinâmica do processo. Infelizmente, determinações e observações diretas desses filmes por microscopia eletrônica têm esbarrado no problema de alteração do filme devida à necessidade de secagem, polimento e observação da amostra em câmara de vácuo exigida pelos microscópios de varredura ou transmissão atualmente disponíveis. Acredita-se que um grande avanço haverá neste campo, com o advento dos novos microscópios eletrônicos, do tipo ESEM<sup>40</sup>, que permitem observação da amostra úmida e em seu estado natural sem necessidade de coberturas metalizadas<sup>41</sup>. Técnicas de microssonda, por exemplo, têm resolução máxima de apenas 1  $\mu\text{m}^2$ , o que não é suficiente para detectar esse filme na maneira como ele é entendido hoje em dia, conforme descrito a seguir.

A teoria de formação de filme de passivação mais aceita<sup>42</sup> é a da formação de um filme transparente, fino, aderente e estável, composto de duas camadas de óxido, uma interna onde predomina o  $\text{Fe}_3\text{O}_4$  e outra externa de  $\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3$ . Segundo Kruger<sup>43</sup>, esse filme pode ser formado por moléculas arranjadas de forma bi ou tri dimensional (2 ou 3 camadas de moléculas), ou seja, praticamente moléculas individuais adsorvidas na superfície do aço, com espessura total da ordem de apenas 1 a  $5 \cdot 10^{-3}$   $\mu\text{m}$ . O mesmo autor declara ainda que o filme é transparente, de difícil determinação e que ainda não há consenso sobre a estrutura do mesmo, se efetivamente cristalina ou parcialmente amorfa. Esses filmes são altamente polarizados anodicamente o que protege o metal da corrosão eletroquímica<sup>42</sup>.

Basilio<sup>44</sup> considera que barras de aço com início de corrosão, ao serem concretadas, podem dar origem à formação de uma película passivante espessa de ferrita<sup>45</sup> de cálcio, pó branco estável, resultante da combinação da ferrugem superficial da armadura com o hidróxido de cálcio da pasta de cimento, segundo a reação;



O instrumento mais interessante de entendimento da termodinâmica do processo de corrosão do aço no concreto é o diagrama de Pourbaix<sup>46</sup>, pesquisador belga que construiu

<sup>40</sup> Environmental Scanning Electron Microscope - ESEM. ElectroScan Corporation. 100 Rosewood Drive. Danvers, MA 01923. fone: 508-777-9280.

<sup>41</sup> BAUMGARTEN, N. Scanning Electron Microscope. SEM for Imaging Specimens in Their Natural State. s.n., American Laboratory. June 1990.

<sup>42</sup> SATO, N. Passivity of Metals. R. P. Frankenthal and J. Kruger, eds. Princeton, Electrochemical Society, 1978. p. 29

<sup>43</sup> KRUGER, Jerome. The Nature of the Passive Film on Iron and Ferrous Alloys. Corrosion Science, v. 29, n. 2-3, p. 149-62, 1989.

<sup>44</sup> BASILIO, Francisco de Assis. Durabilidade dos Concretos. Permeabilidade e Corrosão Eletrolítica. São Paulo, ABCP, 1972.

<sup>45</sup> O termo ferrita<sup>3</sup> justifica-se por analogia aos sais, sendo mais correto no entanto, denominar-se óxido duplo de cálcio e ferro.

<sup>46</sup> POURBAIX, Marcel. Atlas of Electrochemical Equilibria in Aqueous Solutions. Houston, NACE, 1974. p. 263-70



o atlas de equilíbrio eletroquímico para a maioria dos metais e suas ligas, indicando, entre outras coisas, as condições em que esses filmes passivantes podem ser formados.

O diagrama de Pourbaix mostra as reações e os produtos das reações que poderão estar presentes quando o equilíbrio é alcançado, em sistemas metal-água a 25°C. Tem a limitação, no entanto, de não permitir concluir sobre a velocidade das reações. Fornece uma informação clara e útil sobre as condições onde podem ou não podem ocorrer reações, ou seja, a termodinâmica do processo, mas nada informa sobre a cinética das reações.

A Fig.I-15 apresenta o diagrama clássico de Pourbaix para o sistema Fe-H<sub>2</sub>O a 25°C, no qual aparecem três regiões bem distintas;

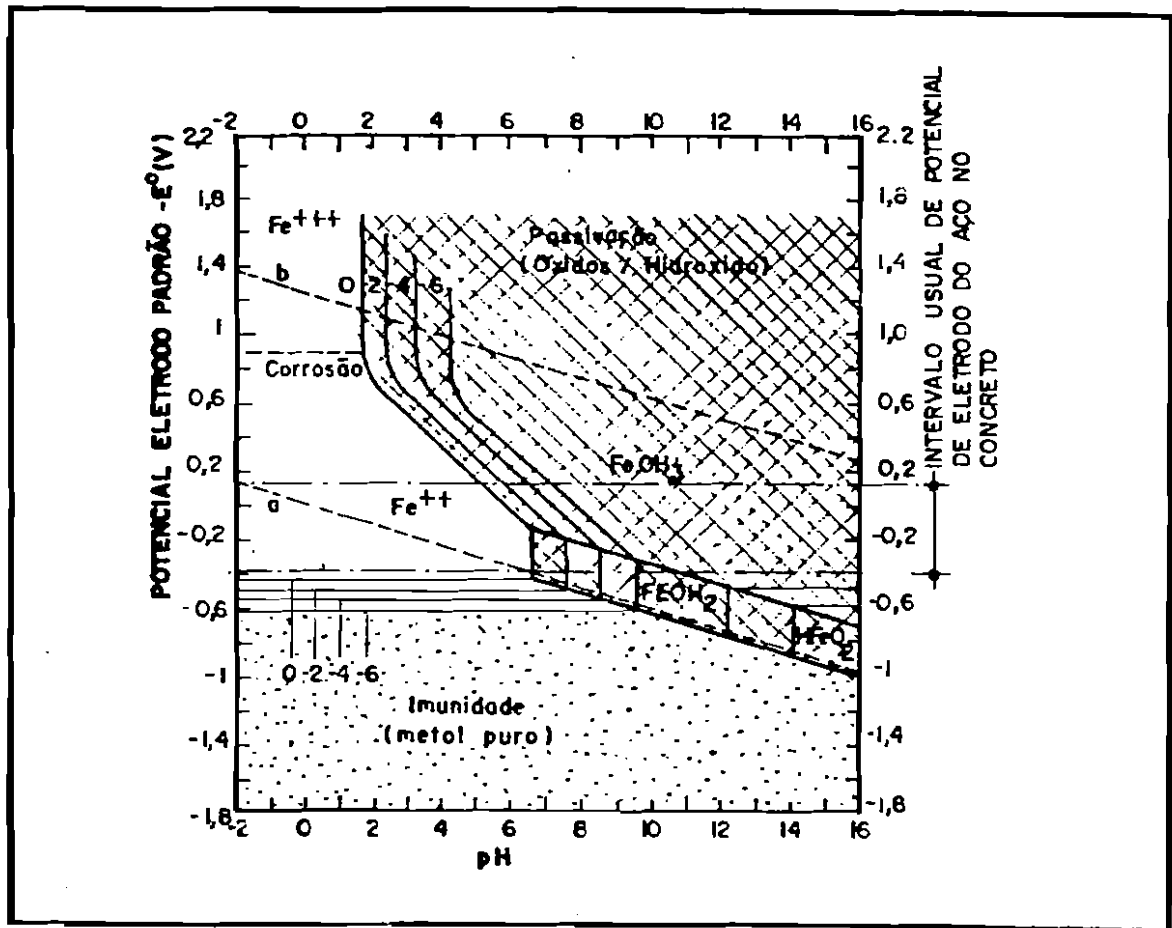


FIGURA I-15. Diagrama de equilíbrio termodinâmico do sistema Fe - H<sub>2</sub>O a 25°C. As fronteiras correspondentes aos números 0, -2, -4 e -6 indicam o logaritmo da atividade iônica do Fe na solução. (POURBAIX, M., 1974)<sup>46</sup>

- *imunidade* corresponde à região de potencial de eletrodo menor do que -0.600 V em relação ao eletrodo padrão de hidrogênio. Nestas condições, o aço não reage com o meio qualquer que seja a natureza deste, ácida, neutra ou alcalina. Manter a armadura nestas condições corresponde ao que se denomina de proteção catódica, que tanto pode ser conseguida por ânodos de sacrifício quanto por corrente impressa.
- *passivação* corresponde à região pontilhada da Fig.I-15 e representa as condições em que são formadas as películas passivantes de Fe(OH)<sub>2</sub>, Fe(OH)<sub>3</sub> e outras. As

duas retas oblíquas e paralelas representadas em linha tracejada indicam a região de estabilidade da água, sendo que acima delas é o domínio do oxigênio e abaixo o do hidrogênio, ambos produtos da decomposição da água. A solução aquosa presente nos poros do concreto têm normalmente pH acima de 12 e abaixo de 13 o que permite a passivação da armadura.

\**corrosão* corresponde à região cinza da Fig.I-15 e representa as situações onde pode ocorrer corrosão do aço. Os números mostrados no interior da Fig.I-15 indicam o logaritmo da atividade dos íons solúveis presentes na solução, verificando-se que quanto menor esta atividade, maior o campo de corrosão no diagrama de Pourbaix e conseqüentemente maior o risco de corrosão da armadura.

### O papel do cobrimento de concreto

Uma das grandes vantagens do concreto armado em relação a outros materiais de construção é que ele pode, por natureza e desde que bem executado, proteger a armadura contra a corrosão. Essa proteção baseia-se no impedimento do progresso da corrosão através de uma *barreira física* e de uma *proteção de natureza química*.

Um bom cobrimento das armaduras, com um concreto de alta compacidade, sem ninhos, "bicheiras", vazios ou excesso de exsudação e com teor de argamassa adequado e homogêneo, garante, por impermeabilidade, a proteção ao aço contra o ataque de agentes corrosivos externos. Esses agentes externos podem estar presentes nas atmosferas industriais ou urbanas, em águas residuais, em águas de mar, em dejetos orgânicos e outras fontes de poluentes. Um cobrimento de concreto de alta qualidade atua não só como *barreira física* aos agentes agressivos descritos anteriormente, mas também como uma *barreira* aos elementos básicos necessários à existência da corrosão eletroquímica, ou seja, a água e o oxigênio.

A *proteção química*, mais importante e efetiva decorre da basicidade do concreto. Conforme apresentado na Fig.I-15, em ambientes de elevada alcalinidade o ferro ou está no domínio da imunidade ou no da passivação. A água intersticial do concreto é altamente alcalina com pH variando de 12 a 13 o que confere ao concreto um caráter marcadamente básico, e portanto, capaz de proporcionar um meio adequado às reações de passivação. A região de imunidade, no diagrama de Pourbaix, está fora do campo de equilíbrio da água e portanto foge do ambiente natural proporcionado pelo concreto sendo alcançada somente através de sistemas "externos" de proteção catódica.

A alcalinidade do concreto deriva principalmente das reações de hidratação dos compostos principais do cimento, os silicatos de cálcio,  $C_2S$  e  $C_3S$ , que liberam certa porcentagem de hidróxido de cálcio,  $Ca(OH)_2$ . A quantidade total de hidróxido de cálcio, para pastas totalmente hidratadas, pode atingir até 25% da massa de cimento<sup>47</sup> utilizada no

<sup>47</sup> HELENE, P. R. L. Corrosão em Armaduras para Concreto Armado. São Paulo, IPT, PINI, 1986. p. 4

traço de concreto, ou seja, cerca de  $100 \text{ kg/m}^3$  de  $\text{Ca(OH)}_2$  em concretos com consumo de cimento de  $400 \text{ kg/m}^3$ . Por outro lado, o potencial de eletrodo do aço no concreto, referido ao potencial de eletrodo padrão de hidrogênio, segundo Petrocokino<sup>48</sup>, varia normalmente dentro de uma faixa de  $-0,400 \text{ V}$  a  $+0,150 \text{ V}$ , o que felizmente permite que o aço atinja a passivação, na grande maioria dos casos de estruturas de concreto.

O papel do cobrimento de concreto é, portanto, proteger essa capa, filme ou película passivante protetora da armadura contra danos físicos e mecânicos e, ao mesmo tempo, manter a sua estabilidade química.

As propriedades e características do concreto de maior interesse ao estudo da termodinâmica do processo de corrosão eletroquímica das armaduras são;

- pH do extrato aquoso dos poros do concreto
- carbonatação do concreto de cobrimento
- penetração<sup>49</sup> de cloretos no cobrimento de concreto

### 1.5 Cinética da Corrosão de Armaduras

Do ponto de vista da engenharia, também os processos lentos de corrosão que nunca chegarão a comprometer a estrutura até o término de sua vida útil, podem ser considerados processos não corrosivos. Portanto não basta saber em que condições pode ou não ocorrer a corrosão, mas é também fundamental saber a que taxas ou velocidades essa corrosão pode dar-se.

As reações eletroquímicas produzem e consomem elétrons, portanto, a melhor maneira de medir a taxa de corrosão é através da medida do fluxo de elétrons ou de fons, ou seja, da corrente elétrica passante. A equação que relaciona a perda ou consumo de massa do metal com o fluxo de elétrons é conhecida por lei de Faraday<sup>50</sup>, a saber;

$$m = \frac{i \cdot t \cdot a}{n \cdot F} \quad \text{onde;} \quad (\text{eq. I-2})$$

$m$  = massa em g de metal corroído

$i$  = corrente elétrica em A<sup>51</sup>

$t$  = tempo em s

$a$  = massa atômica em g

$n$  = valência dos fons do metal

$F$  = constante de Faraday [  $96.493 \text{ C}$  ]

<sup>48</sup> PETROCOKINO, M. D. Les Divers Aspects de la Corrosion des Armatures dans les Ouvrages en Béton Armé e Précontraint. Annales de L'Institute Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, v.13, n. 153, p.915-36, 1960.

<sup>49</sup> A penetração dos cloretos pode dar-se através de quatro mecanismos básicos: a permeabilidade, a absorção capilar, a migração por efeito de campos elétricos e a difusão, ou seja, um processo espontâneo de transporte de massa num sistema físico-químico por efeito de gradientes de concentração.

<sup>50</sup> Michael Faraday ( 1791 - 1867 ) físico-químico britânico que descobriu, através de experiências químicas, os princípios do eletromagnetismo e da indução de corrente elétrica.

<sup>51</sup> Um Ampère é igual a um Coulomb por segundo, ou seja,  $1\text{A} = 6,2 \cdot 10^{18}$  elétrons / s. A unidade Ampère foi criada em homenagem a André Marie Ampère ( 1775 - 1836 ) físico e matemático francês com grande contribuição no campo das medidas elétricas.

Dividindo-se a eq.I-2 pelo tempo e pela área da secção considerada por onde a corrente flui, obtem-se a taxa de corrosão, a saber;

$$\bullet r = \frac{i_{\text{corr}} \cdot a}{n \cdot F} \quad \text{onde;} \quad (\text{eq. I-3})$$

$r$  = taxa de corrosão  $\text{g/cm}^2$  por s

$i_{\text{corr}}$  = densidade de corrente ou corrente de corrosão, em  $\mu\text{A/cm}^2$

A eq.I-3 mostra a dependência da taxa de corrosão com a área, uma vez que corrente concentrada em uma pequena área pode gerar grande densidade de corrente e conseqüentemente intensa corrosão. A taxa de corrosão é diretamente proporcional à densidade de corrente ou corrente de corrosão para a mesma área e inversamente proporcional à área, para a mesma corrente de dissolução ou de corrosão.

Para um mesmo metal a taxa de corrosão passa a ser proporcional apenas à corrente de corrosão,  $i_{\text{corr}}$ , pois  $a$ ,  $n$  e  $F$  são constantes. Nestas condições pode-se escrever;

$$\bullet r = k \cdot i_{\text{corr}} \quad (\text{eq. I-4})$$

Estão consagradas universalmente certas unidades de taxa de corrosão. A partir da eq.I-4 considerando o metal ferro puro e empregando  $i_{\text{corr}}$  em  $\mu\text{A/cm}^2$ , obtem-se as seguintes taxas de corrosão;

$$\bullet r = 0,01161 \cdot i_{\text{corr}} \quad \text{em mm/ano, ou}$$

$$\bullet r = 11,61 \cdot i_{\text{corr}} \quad \text{em } \mu\text{m/ano}$$

A taxa de corrosão só tem sentido ser calculada para corrosão generalizada do tipo uniforme. Para corrosão puntiforme tipo pite, intergranular ou ainda intragranular não têm sentido pois corresponderiam a valores médios enquanto o fenômeno, neste casos, serão do tipo localizado e intenso. A taxa média de corrosão em mm de penetração por ano, pode ser calculada em função da perda de massa, através de:

$$\bullet r = \frac{m \cdot 10}{A \cdot t \cdot \gamma_{\text{Fe}}} \quad \text{onde:}$$

$r$  = taxa de corrosão em mm de penetração média por ano (mm/ano)

$m$  = perda de massa em g

$A$  = área corroída em  $\text{cm}^2$

$t$  = tempo em ano

$\gamma_{\text{Fe}}$  = massa específica do ferro em  $\text{g/cm}^3$

### Vida útil

Essas formulações e conceitos podem ser empregados na estimativa da vida útil residual<sup>52</sup>, como parte do estudo da vida útil das estruturas de concreto do ponto de vista da durabilidade da armadura. O modelo clássico de vida útil das armaduras no concreto foi proposto por Tuutti<sup>53</sup> em 1982 e está apresentado na Fig.I-16.

<sup>52</sup> SOMERVILLE, George. Service Life Prediction - An Overview. Concrete International, v. 14, n.11, p. 45-9, Nov. 1992.

<sup>53</sup> TUUTTI, Kyosti. Corrosion of Steel in Concrete. Stockholm, Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982. p. 17-21

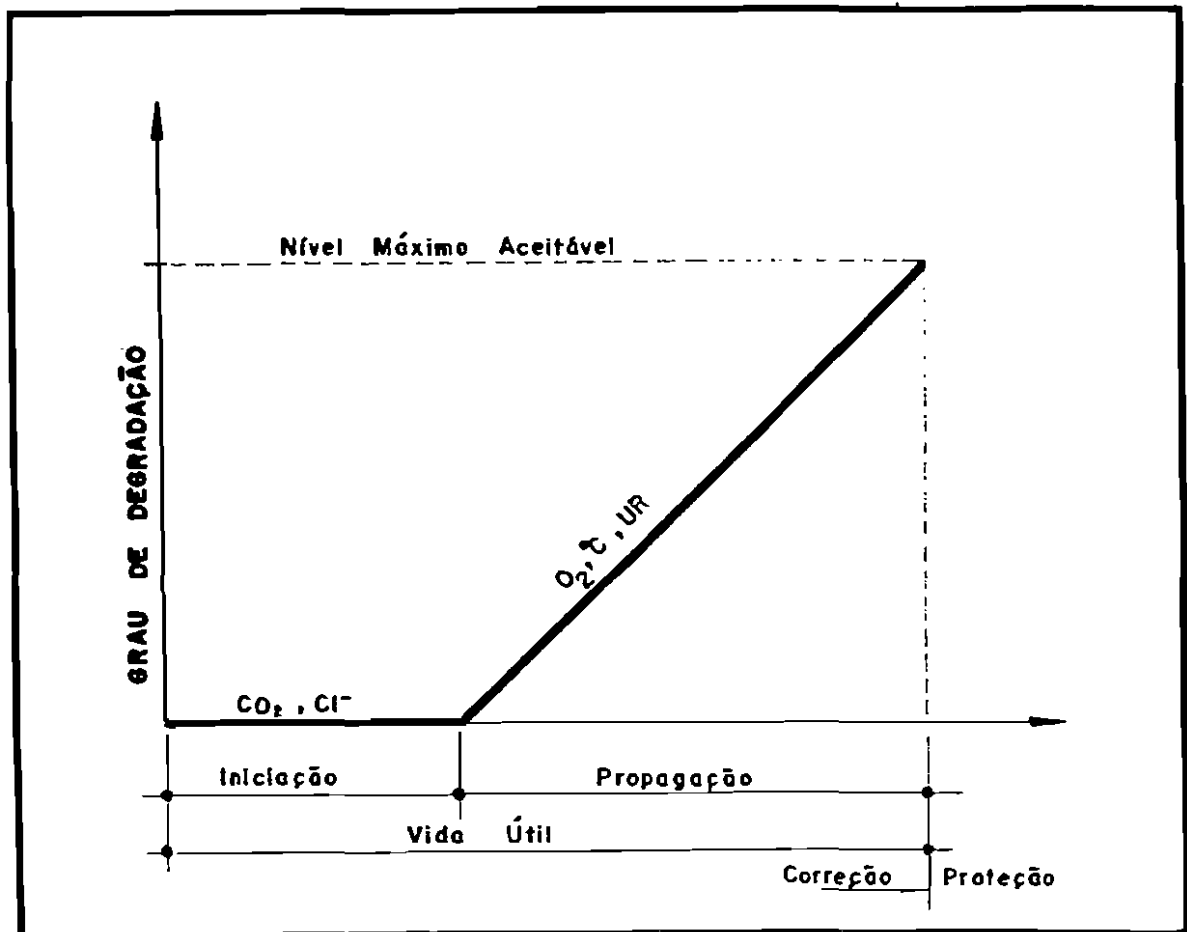


FIGURA I-16. Modelo de vida útil. (TUUTTI, K., 1982)<sup>53</sup>

Por vida útil<sup>54</sup> entende-se o período de tempo no qual a estrutura é capaz de desempenhar as funções para as quais foi projetada. Pode-se distinguir pelo menos três situações;

- a) Período de tempo que vai até a despassivação da armadura, normalmente denominado de período de iniciação. A esse período de tempo pode-se associar a chamada *vida útil de projeto*. Normalmente correspondente ao período de tempo necessário para que a frente de carbonatação<sup>55</sup> ou a frente de cloretos<sup>56</sup> atinjam a armadura. O fato da região carbonatada ou de um certo nível de cloretos atingir a armadura e teoricamente despassivá-la, não significa que necessariamente a partir

<sup>54</sup> Sobre vida útil é recomendável a consulta ao texto da "ASTM E 632 Standard Practice for Developing Accelerated Tests to Aid Prediction of the Service Life of Building Components and Materials". Annual Book of ASTM Standards, V. 04.07, Section 4, 1991. Essa norma foi publicada originalmente em 1978 e está sob a responsabilidade do subcomitê "E06.22 on Durability Performance of Buildings Constructions", pertencente ao ASTM Committee E-6.

<sup>55</sup> Por frente de carbonatação entende-se a posição da interface entre a região carbonatada, de baixa alcalinidade por ação do gás carbônico sobre os produtos alcalinos da hidratação do cimento e a região contígua, não carbonatada e conseqüentemente de elevado pH.

<sup>56</sup> Por frente de cloretos entende-se a posição da interface entre a região contaminada por um certo nível de cloretos suficiente para despassivar a armadura naquela condição específica e a região contígua onde o teor de cloretos ainda não atingiu o nível suficiente para despassivar. Esse teor de cloretos varia em função de muitos condicionantes e pode estar de 0,05 a 1 % da massa de cimento.

desse momento haverá corrosão importante. Esse período de tempo, no entanto, é o período que deve ser adotado no projeto da estrutura, a favor da segurança.

- b) Período de tempo que vai até o momento em que aparecem manchas na superfície do concreto, ou ocorrem fissuras no concreto de cobrimento, ou ainda quando há o destacamento do concreto de cobrimento. A esse período de tempo associa-se a chamada *vida útil de serviço ou de utilização*. É muito variável de caso a caso pois em certos locais é inadmissível que uma estrutura de concreto apresente manchas de corrosão ou fissuras. Em outros casos somente a queda de pedaços de concreto, colocando em risco a integridade de pessoas, pode ser considerado o momento a partir do qual deve-se considerar terminada a vida útil de serviço.
- c) Período de tempo que vai até a ruptura e colapso parcial ou total da estrutura. A esse período de tempo associa-se a chamada *vida útil total*. Corresponde ao período de tempo no qual há uma redução significativa da secção resistente da armadura ou uma perda importante da aderência armadura/concreto<sup>57</sup>.

Apresenta-se graficamente na Fig.I-17<sup>58</sup> os conceitos de vida útil anteriormente expostos, tomando-se por base as duas fases principais do processo de deterioração do concreto armado, conforme exposto na Fig.I-16. Nessa modelagem foi introduzido ainda o conceito de *vida útil residual*, que corresponde ao período de tempo que a estrutura ainda será capaz de desempenhar suas funções, contado neste caso a partir da data de uma vistoria. Essa vistoria e correspondente diagnóstico pode ser efetuado a qualquer instante da vida em uso da estrutura. O prazo final, neste caso, tanto pode ser o limite das condições de serviço quanto o limite de ruptura, dando origem a duas “vida útil residual”; uma mais curta contada até o aparecimento de manchas, fissuras ou destacamento do concreto e outra longa contada até a perda significativa da capacidade resistente do componente estrutural.

Concluindo com os aspectos importantes da cinética da corrosão, deve-se lembrar que a corrente elétrica no aço tem movimentação livre, ou seja, o fluxo de elétrons na barra será sempre mais livre e mais fácil do que o fluxo de íons em poros, capilares, microfissuras e fissuras do concreto cuja solução intersticial atua como eletrólito. Portanto, a velocidade de corrosão será função da maior ou menor mobilidade dos íons através do concreto, especialmente do concreto de cobrimento e pelo menos enquanto não há fissura ou destacamento importantes. Por essa razão, o início da reação de corrosão tem a sua cinética e o seu controle preponderantemente determinados pelas características do

<sup>57</sup> AL-SULAIMANI, G. J.; KALEEMULLAH, M.; BASUNBUL, I. A.; RASHEEDUZZAFAR. Influence of Corrosion and Cracking on Bond Behavior and Strength of Reinforced Concrete Members. *ACI Structural Journal*, p. 220-31, Mar. Apr. 1990.

<sup>58</sup> HELENE, P. R. L. Diagnóstico da Corrosão de Armadura e Vida Útil Residual de Estruturas de Concreto. In: Seminário FOSROC/RENA sobre Patologia das Estruturas de Concreto: Uma Visão Moderna, Salvador, dez. 1992. Anals. Salvador, Rena, Fosroc, 1992.

controle preponderantemente determinados pelas características do concreto de cobrimento.

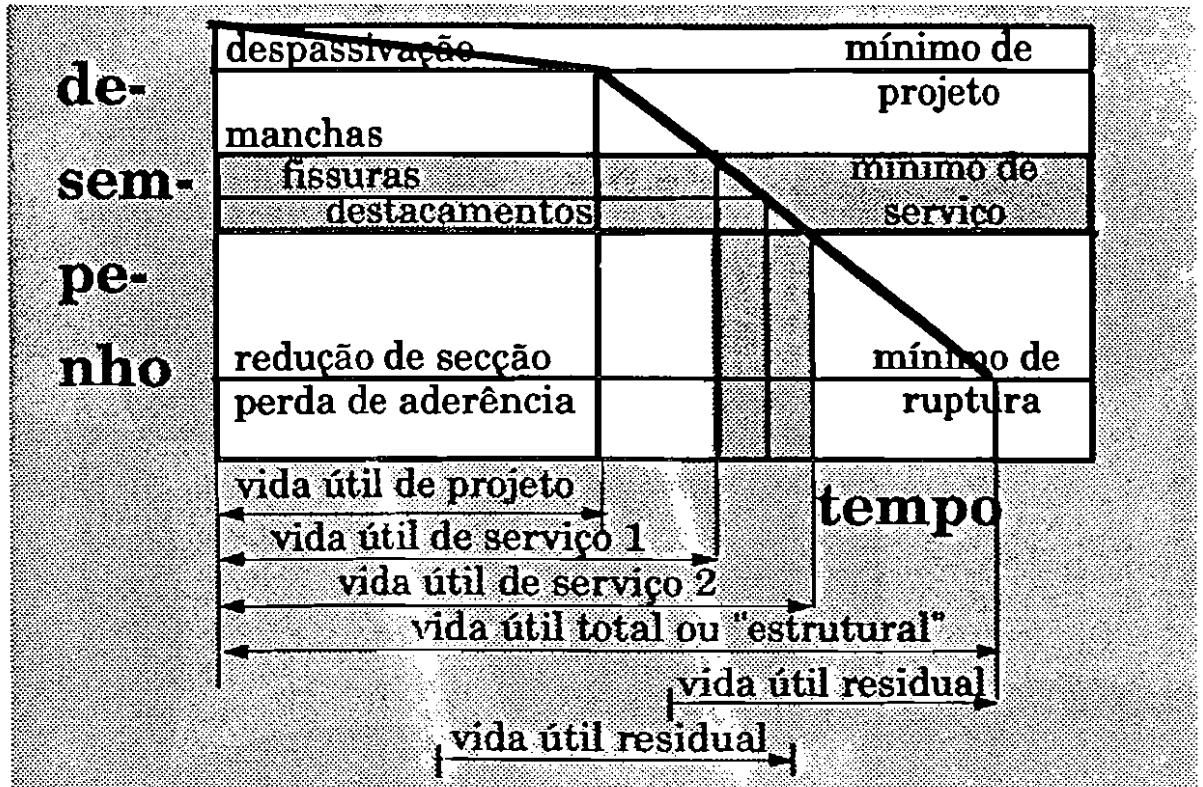


FIGURA I-17. Conceituação de vida útil das estruturas de concreto tomando-se por referência o fenômeno da corrosão das armaduras.

As características e propriedades do concreto de maior interesse para o estudo da cinética do processo de corrosão eletroquímica das armaduras são;

- resistividade<sup>59</sup> elétrica do concreto
- migração<sup>60</sup> de cloretos
- difusão e dissolução do oxigênio na solução aquosa dos poros do concreto.

<sup>59</sup> Resistividade elétrica também denominada resistência específica, é a resistência elétrica de um material homogêneo e isotrópico de seção reta com área e comprimento unitário.

<sup>60</sup> Migração é a denominação aqui dada ao processo de difusão gerado a partir da existência de forças provenientes dos campos elétricos externamente impostos ou os característicos de corrosão eletroquímica que podem concentrar íons cloreto em certas regiões aumentando as áreas anódicas despassivadas.

## Capítulo II

# METODOLOGIAS E MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA CORROSÃO

### 2.1 Classificação dos Ensaio

A resistência à corrosão é também uma característica ou propriedade particular de um material ou sistema, ao lado de suas propriedades físicas, mecânicas, funcionais e de fabricação, que o tornam apto a um uso específico. A medida da resistência à corrosão, no entanto, ainda não está completamente desenvolvida nem tão bem normalizada quanto a medida das demais propriedades convencionais dos materiais de construção.

Essa carência de métodos de ensaio padrão, que permitam avaliações qualitativas e quantitativas, rápidas, simples e confiáveis, facilitando uma comparação imediata de resultados e uma classificação dos materiais e sistemas de proteção, pode ser explicada por duas razões principais. Deve-se a primeira à própria natureza do fenômeno de corrosão que envolve reações físico-químicas de elevada complexidade, num processo dinâmico e quase permanente de auto-modificação. A segunda, devido ao grande número de variáveis que interferem significativamente no processo de corrosão e que são de difícil controle, até mesmo a nível laboratorial, tais como temperatura, umidade relativa, teor de poluentes, heterogeneidades, umidade de equilíbrio do concreto, histórico de exposição anterior, composição do aço, e outras mais.

Essas dificuldades e complexidades do fenômeno não permitiram ainda a existência de um número elevado de métodos de ensaio padrão, adotados e endossados por entidades de normalização nacional e internacional. Apesar dessa carência, há um grande número de metodologias propostas com base em princípios da física, química e eletroquímica que podem servir de orientação para estudos na área. No entanto, a maioria dessas metodologias está ainda em franco processo de desenvolvimento, muitas vezes com aplicação restrita a condições de laboratório e longe de uma correlação e aplicação prática e direta em campo.

Os métodos e metodologias disponíveis estão dispersos na literatura parecendo não haver ainda um consenso sobre quais são os mais adequados, úteis e confiáveis ao estudo da corrosão das armaduras no concreto armado. As variáveis envolvidas são: a) o material *concreto* que atua como meio *protetor e passivante* durante o período de vida da estrutura denominado de iniciação e como suporte do *eletrólito*, durante o período denominado de propagação, conforme apresentado no capítulo I, Fig.I-13; b) a *armadura* que é o *condutor elétrico e eletrodo* da eventual pilha de corrosão eletroquímica, e, c) o sistema *concreto-armadura-meio ambiente*, materializado no componente estrutural.

Conforme discutido anteriormente na seção 1.5 do capítulo I, há dois períodos de tempo bem nítidos e característicos do processo de corrosão das armaduras no concreto



armado. O primeiro, denominado de *iniciação*, pode ser associado à termodinâmica do processo, ou seja, existência ou não de condições indispensáveis para que a corrosão ocorra, em geral relacionado à qualidade do concreto de cobrimento e à agressividade do ambiente. O segundo, relativo à *propagação*, pode ser associado à cinética do processo, ou seja, existência de condições que acelerem ou atrasem as reações modificando a velocidade ou a taxa de corrosão, no tempo. Com base nessas idéias, os métodos e metodologias de ensaio foram agrupados por este autor segundo sejam úteis e orientados para a avaliação da *termodinâmica* ou da *cinética* do processo, conforme apresentado no quadro da Fig.II-1.

Estágio da Corrosão	Iniciação	Propagação
Fenômeno	Termodinâmica da Reação	Cinética da Reação
Significado	Viabilidade da Corrosão	Taxa de Corrosão
Avaliação do Concreto	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Profundidade de carbonatação</li> <li>• Teor de umidade de equilíbrio</li> <li>• pH da solução presente nos poros do concreto</li> <li>• Concentração de cloretos e de hidroxilas</li> <li>• Teor de cloretos</li> <li>• Difusão de cloretos</li> <li>• Retenção de cloretos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Resistividade elétrica</li> <li>• Penetração de cloretos</li> <li>• Migração de cloretos</li> <li>• Difusão de oxigênio</li> <li>• Teor de sais solúveis</li> </ul>
Avaliação da Armadura	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Bitola e tipo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Composição química</li> <li>• Perda de massa</li> <li>• Observação visual e microscópica</li> </ul>
Avaliação do Sistema Concreto/ Armadura/ Meio Ambiente	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Heterogeneidades</li> <li>• Meio ambiente</li> <li>• Potencial de eletrodo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Heterogeneidades</li> <li>• Meio ambiente</li> <li>• Macrocélula</li> <li>• Corrente/tensão impressa</li> <li>• Resistência de polarização</li> <li>• Curvas de polarização</li> <li>• Resistência elétrica</li> <li>• Impedância eletroquímica</li> <li>• Ruídos eletroquímicos</li> </ul>

FIGURA II-1. Metodologias e métodos de ensaio para avaliação da corrosão em armaduras de concreto armado.

O tema métodos e metodologias de ensaio foi objeto de pesquisa experimental para elaboração de dissertações de mestrado, de orientandos deste autor, na Universidade

Federal do Rio Grande do Sul-UFRGS pela engenheira Maryangela Geimba de Lima<sup>1</sup> e na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo-EPUSP, pelo engenheiro Oswaldo Cascudo Matos<sup>2</sup>. Lima desenvolveu e implantou ensaio original com base a potencial/corrente externa imposta ou impressa e Matos estudou a técnica de medida de potencial de eletrodo após um detalhado levantamento e análise das várias metodologias de ensaio do sistema concreto-armadura-meio ambiente com base a princípios da eletroquímica. O assunto também tem sido objeto de estudo do engenheiro Elton Bauer<sup>3</sup> da Universidade de Brasília, inscrito no programa de doutoramento da EPUSP e sob orientação deste autor, que estudou as técnicas de potencial de eletrodo e resistência de polarização. Parte do trabalho por eles desenvolvido será amplamente utilizado neste capítulo.

## 2.2 Avaliação do Concreto Visando a Termodinâmica da Reação

Os principais parâmetros, propriedades e características do concreto de interesse ao estudo das condições essenciais determinantes do início da corrosão das armaduras são:

- Profundidade de carbonatação
- Teor de umidade de equilíbrio
- pH da solução presente nos poros do concreto
- Concentração de cloretos e de hidroxilas
- Teor de cloretos
- Difusão de cloretos
- Retenção de cloretos

A seguir são descritos os métodos de ensaio consagrados para medir tais propriedades e características. Na falta de um método de ensaio padrão apresenta-se a metodologia mais comumente empregada pelos pesquisadores da área.

### Profundidade de carbonatação

Trata-se de metodologia de medida da espessura carbonatada do concreto, a partir da superfície em contato com a atmosfera<sup>4</sup>. A reação de carbonatação é basicamente uma reação de neutralização do caráter original do concreto, que é fortemente alcalino. Essa

<sup>1</sup> LIMA, Maryangela G. *Influência dos Componentes do Concreto na Corrosão das Armaduras*. Porto Alegre, 1989. Dissertação (Mestrado). Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

<sup>2</sup> MATOS, Oswaldo C. *Contribuição ao Estudo e Emprego de Técnicas Eletroquímicas no Controle da Corrosão de Armaduras de Concreto Armado*. São Paulo, 1991. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica. Universidade de São Paulo.

<sup>3</sup> BAUER, Elton. *Técnicas de Avaliação e Monitoramento do Estado de Corrosão das Armaduras em Concreto Armado*. Brasília, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Brasília, jul. 1991. (Relatório de Projeto de Pesquisa, 403074/89-4/FV)

<sup>4</sup> REUNION INTERNATIONALE de LABORATOIRES D'ESSAIS et MATERIAUX. Measurement of Hardened Concrete Carbonation Depth: recommendation CPC-18. *Materials and Structures*, v. 21, n. 126, p. 435-5, Nov. 1988.

redução de alcalinidade é devida, preponderantemente, à reação do gás carbônico do ar com o hidróxido de cálcio presente na pasta de cimento Portland, precipitando carbonato de cálcio, em presença de umidade.

Uma determinação mais precisa da profundidade de carbonatação só é possível através do estudo de seções microscópicas, com o auxílio de prismas de Nicol<sup>5</sup>. A dupla refração sofrida pelo carbonato de cálcio produzindo uma cor clara pode contrastar com a pasta de cimento não carbonatada que aparece com cor escura própria de material opticamente isotrópico. Outra alternativa seriam determinações químicas do teor de carbonato presente, a diversas profundidades, a contar da superfície do componente estrutural.

Podem ser empregados com sucesso, indicadores químicos à base de fenolftaleína, timolftaleína ou equivalentes comerciais que indiquem mudança de pH entre 8 e 11. Qualquer determinação dessa natureza tem caráter destrutivo e deve-se evitar efetuarla sobre concretos serrados, molhados em excesso, com poeira depositada ou com superfície exposta ao ar há mais de 15 minutos. O ideal é quebrar uma porção local e imediatamente aplicar a solução indicadora com o uso de aspersores. O pH de viragem de cor da fenolftaleína<sup>6</sup> é de 8,3 a 10 acima do qual apresenta coloração vermelho-carmim sendo incolor abaixo dessa faixa. O pH de modificação da timolftaleína é de 8,3 a 10,5 acima do qual tem coloração azul escuro sendo incolor abaixo dessa faixa. Em geral a solução pode ser obtida com 1g de fenolftaleína ou timolftaleína dissolvida em 99g de álcool, podendo-se no caso da fenolftaleína preparar uma solução mais prática e mais econômica com 49g de álcool e 50g de água. A profundidade ou espessura de carbonatação, conhecida por "frente de carbonatação", é geralmente expressa em mm ou cm e, na maioria das vezes, trata-se de um valor médio, nem sempre muito uniforme em concretos de agregados graúdos com dimensão máxima característica acima de 19 mm. Os fenômenos e as variáveis relacionados à carbonatação estão discutidos no capítulo III desta tese.

### **Teor de umidade de equilíbrio**

Sem água suficiente para atuar como eletrólito não há corrosão eletroquímica. Trata-se de metodologia simples de determinação de teor de umidade no concreto em equilíbrio com o ambiente. Amostras de concreto após pesadas são secas em estufa ventilada, a temperatura de 100°C até constância de massa, observada entre três medidas consecutivas defasadas de pelo menos 3h. A diferença de massa entre amostra seca e na condição

<sup>5</sup> Esta metodologia é equivalente ao exame microscópico de seções delgadas através de microscópio petrográfico de luz polarizada com aumento de 200 a 400 vezes, conforme apresentado por D. H. Campbell et alii. Detecting Carbonation. Skokie, Concrete Technology Today, Portland Cement Association-PCA, Vol. 12, No. 1, Mar., 1991. Para esse exame pode ser adotado o procedimento descrito na "ASTM C 856 Standard Practice for Petrographic Examination of Hardened Concrete".

<sup>6</sup> GREGER, Martín. Corrosion of Steel Due to the Carbonation of Concrete. In: International Symposium on Durability of Concrete, Praga, 1969. Proceedings. Praga, RILEM, 1969. p. D219-39

inicial, dividida pela massa da amostra seca, em porcentagem, é o teor de umidade de equilíbrio. Em certas circunstâncias pode ser útil avaliar o teor de umidade superficial do concreto em obra através de um ensaio não destrutivo. Para tal podem ser utilizados equipamentos portáteis do tipo "Protimeter"<sup>7</sup>, cujo princípio de funcionamento é eletroquímico, estando relacionado com a resistividade elétrica da camada superficial do componente de concreto. O resultado neste caso também é expresso em porcentagem que é correlacionada a níveis qualitativos de umidade superficial, a saber; superfície seca, levemente úmida, úmida ou molhada. Esta determinação é muito prática e útil no controle da qualidade de serviços de reparo pois o estado superficial do concreto influencia sobremaneira a aderência do material de reparo. É também um instrumento adequado e necessário ao controle da aplicação de revestimentos protetores, tipo hidrofugantes, vernizes, e tintas, empregados sobre pisos ou fachadas, permitindo avaliar o grau de umidade do substrato antes de aplicar o revestimento protetor.

#### **pH da solução presente nos poros do concreto**

Trata-se de uma metodologia para medição do pH, parâmetro diretamente relacionado à condição de passivação do aço. Aditivos, adições e a própria composição do cimento Portland utilizado podem alterar a físico-química da solução presente nos poros do concreto. Essa alteração pode advir também de cura insuficiente ou inadequada e de ação deletéria de meios ambientes agressivos. Não há um método de ensaio normalizado para medir o pH da solução aquosa presente nos poros do concreto. Pode ser utilizada a metodologia proposta em 1973 no trabalho de Longuet, Burglen e Zelwer<sup>8</sup>, seguida mais recentemente por Barneyback e Diamond<sup>9</sup> ou ainda Page e Vennesland<sup>10</sup>, ambos do início da década de 80. O extrato aquoso é retirado de corpos de prova submetidos a elevadas tensões de compressão triaxial aplicadas ao concreto, confinado dentro de um cilindro metálico especialmente construído para essa finalidade, contendo um pequeno orifício no fundo, por onde o extrato aquoso é coletado com a ajuda de uma seringa. As medidas de pH podem ser feitas com indicadores químicos ou digitais de grande precisão. Segundo Sellevold e Nilsen<sup>11</sup>, com base na análise de vários trabalhos de pesquisadores renomados,

<sup>7</sup> Esses equipamentos avaliam a umidade da superfície dos concretos e argamassas assim como a eventual presença de sais através da resistência elétrica da superfície do componente sob estudo. Evidentemente carregam um certo grau de incerteza na medida mas são bons auxiliares de diagnóstico. Um equipamento bastante versátil e conhecido é o "Protimeter Complete Dampness Kit. Meter House, Marlow, Bucks SL71LX, England."

<sup>8</sup> LONGUET, P., BURGLEN, L.; ZELWER, A. La Phase Liquide du Ciment Hydraté. *Revue de Matériaux de Construction et de Travaux Publics*, n.676, p. 35-41, 1973.

<sup>9</sup> BARNEYBACK, S. R. Jr.; DIAMOND, S. Expression and Analysis of Pore Solutions of Cement - Flyash Pastes. *Cement & Concrete Research*, v. 11, n. 2, p. 279-85, 1981.

<sup>10</sup> PAGE, C. L.; VENNESLAND, O. Pore Solution Composition and Chloride Binding Capacity of Silica-Fume Cement Pastes. *Materials and Structures*, v. 16, n. 91, p. 19-25, Jan. Feb. 1983.

<sup>11</sup> SELLEVOLD, E. J.; NILSEN, T. Condensed Silica Fume in Concrete: A World Review. In: V. M. Malhotra, ed. *Supplementary Cementing Materials for Concrete*. Ottawa, Canada Centre for Mineral and Energy Technology, 1987. p. 222

pode-se afirmar que o pH da solução aquosa do concreto é muito pouco afetado por reações pozolânicas decorrentes de adições de cinza volante e microssilica, em teores de até 30%, ou mesmo escória de alto forno em teores de até 70%. Em todos os trabalhos experimentais analisados por esses pesquisadores foi constatado pH remanente, após vários meses de cura e estabilização aparente das reações, nunca inferior a 11,7 o que está longe do risco de despassivação da armadura. Essa constatação parece tranquilizar o temor de desfrutar dos benefícios das adições ativas com receio de com isso perder uma proteção adequada da armadura contra a corrosão. Este tema será retomado e discutido amplamente no capítulo III desta tese.

### Concentração de cloretos e de hidroxilas

Trata-se de metodologia para medir a concentração de cloretos e de hidroxilas. Os hidróxidos alcalinos de cálcio, de sódio e de potássio, geradores de hidroxilas, são compostos decisivos para assegurar o nível básico da solução aquosa dos poros do concreto, necessário a passivação do aço, enquanto que a presença de cloretos contribui para a despassivação. A concentração desses compostos pode ser obtida a partir do extrato aquoso dos poros do concreto retirado através de compressão triaxial, conforme relatado no item anterior desta seção. O resultado é geralmente expresso em concentração de íons hidroxila,  $\text{COH}^-$ , e cloretos livres,  $\text{CCl}^-$ , na solução, em moles/ $\text{dm}^3$ , ou moles por litro, mol/L, ou ainda mmol/L, viabilizando estudos da relação  $\text{CCl}^-/\text{COH}^-$  crítica para desencadear a corrosão, conforme discutido no capítulo III desta tese.

### Teor de cloretos

Pode ser determinado através do método de ensaio "ASTM D 1411 Standard Test Methods for Water-Soluble Chlorides Present as Admixes in Graded Aggregate Road Mixes"<sup>12</sup> ou ainda melhor "ASTM C 1152 Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete"<sup>13</sup>. Pode ser adotada também a metodologia empregada pelo IPT e amplamente discutida no trabalho de Vaidergorin & Dantas<sup>14</sup>. O teor de cloretos dissolvidos e livres para reagir, presentes na solução aquosa dos poros do concreto é determinante da perda de passivação da armadura mesmo em meio fortemente alcalino quanto pH da ordem de 12 a 13, característico da solução intersticial do concreto. A medida deve ser efetuada a partir de amostras de concreto convenientemente retiradas de pontos estratégicos do corpo de prova ou do componente estrutural. Muitas vezes pode ser

<sup>12</sup> AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. Standard Test Methods for Water-Soluble Chlorides Present as Admixes in Graded Aggregate Road Mixes. ASTM C 1411. In:—. *Annual Book of ASTM Standards*. Philadelphia, 1992.

<sup>13</sup> —. Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete. ASTM C 1152. In:—. *Annual Book of ASTM Standards*. Philadelphia, 1992.

<sup>14</sup> VAIDERGORIN, Evelyne Y. L.; DANTAS, Francisco A. S. Determinação de Cloretos em Concretos Endurecidos. In: Seminário sobre Inspeção do Concreto, São Paulo, ago. 1984. *Anais*. São Paulo, IBRACON, 1984.

preferível retirar o concreto moído através do emprego de pequenas perfuratrizes eletromecânicas ou pneumáticas que podem penetrar no concreto até a profundidade média desejada, coletando-se o material desagregado e moído numa quantidade mínima suficiente para ensaio. Pode-se associar o teor de cloretos "totais" ao teor medido através de dissolução em ácido, enquanto o teor de cloretos "livres" está associado à dissolução em água. Em geral, é preferível adotar a determinação de cloretos solúveis em ácido em lugar de solúveis em água, conforme opção disponível no método "ASTM C 1152", principalmente quando a intenção é comparar com valores estabelecidos em normas, que, via de regra, referem-se a limites para cloretos totais. O resultado de teor de cloretos é geralmente expresso em porcentagem de cloretos solúveis em água ou em ácido em relação à massa de cimento<sup>15</sup>, ou seja, % de  $\text{Cl}^-/\text{kg}$  de cimento. Em alguns casos pode também ser expresso em porcentagem de cloretos por unidade de massa ou de volume de concreto, % de  $\text{Cl}^-/\text{kg}$  de concreto ou ainda  $\text{kg}$  de  $\text{Cl}^-/\text{m}^3$  de concreto. Certos autores têm utilizado a expressão "frente de cloretos", por analogia ao termo consagrado "frente de carbonatação", para expressar a profundidade que um certo teor de ânions cloreto- $\text{Cl}^-$ , por exemplo, 0,3%, penetrou no concreto a partir da superfície. Há muita controvérsia com relação ao teor crítico de cloretos solúveis capaz de despassivar o aço envolvido por concreto pois a maioria dos estudos foram feitos com armaduras imersas em solução de hidróxido de cálcio, o que não tem as mesmas implicações que o sistema aço/concreto, como está apresentado e discutido no capítulo III desta tese, voltado ao estudo das condições de perda da proteção.

#### Difusão de cloretos

Trata-se de metodologia de medida do coeficiente de difusão do cloreto, geralmente efetuada sobre pastas de cimento Portland hidratado ou pequenas fatias de argamassa fina através do emprego da dupla célula de corrosão desenvolvida por Page, Short e El Tarras<sup>16</sup>. O ensaio é feito na ausência de gradiente de pressão hidráulica e sem aplicação de diferença de potencial imposta externamente, ou seja, condições "naturais". A quantidade de cloretos que difunde através da amostra passando de uma célula com cloreto a outra inicialmente sem cloretos é determinada como função do tempo e o coeficiente de difusão é calculado de acordo com a primeira lei de Fick<sup>17</sup>, geralmente expresso em  $\text{cm}^2/\text{s}$ .

<sup>15</sup> Para auxiliar a estimativa do consumo de cimento por volume de concreto endurecido, pode ser conveniente utilizar a norma "NBR 9605 Concreto. Reconstituição do traço. Método de ensaio" ou "ASTM C 85 Standard Test Method for Cement Content of Hardened Portland Cement Concrete".

<sup>16</sup> PAGE, C. L.; SHORT, N. R.; EL TARRAS, A. Diffusion of Chloride Ions in Hardened Cement Paste. *Cement and Concrete Research*, n.11, p. 395-406, 1981.

<sup>17</sup> Adolf Eugen Fick ( 1829-1901 ), médico fisiologista alemão que desenvolveu as leis de difusão ou de difusividade como parte do estudo de percolação do sangue.

Outros pesquisadores<sup>18,19</sup> desenvolveram células similares, porém com dimensões maiores, adequadas ao estudo de difusão de cloretos em concreto, utilizando os mesmos princípios, sem contudo atingirem a mesma aceitação e divulgação da metodologia proposta pelo prof. Christian Page e colaboradores. A discussão das características das pastas, argamassas e concretos que alteram substancialmente a difusão dos cloretos está apresentada no capítulo III desta tese.

### Retenção de cloretos

Trata-se de metodologia proposta por Page<sup>20</sup> e colaboradores para avaliar a capacidade de certas adições e aditivos reterem o íon cloro, neste caso adicionado intencionalmente ao concreto para comparação com o mesmo concreto sem adição. A metodologia resume-se em analisar a concentração de íons cloro no extrato aquoso do concreto após um período de tempo pré-determinado. O extrato aquoso do concreto é obtido por forte compressão triaxial da amostra de concreto conforme descrito anteriormente no item "pH da solução aquosa presente nos poros do concreto" desta seção. A apreciação dos resultados é através da análise da concentração de ânions cloreto,  $Cl^-$ , no extrato aquoso retirado de concreto com adição comparativamente àquela encontrada no concreto sem adição ou de referência<sup>21</sup>. O resultado de retenção de cloretos pode também ser expresso pela diferença entre o total de cloreto adicionado à mistura e a porcentagem de cloretos livres, não combinados e solúveis em água, determinada conforme métodos descritos anteriormente.

### 2.3 Avaliação do Concreto Visando a Cinética da Reação

Os principais parâmetros, propriedades e características do concreto de interesse ao estudo das condições essenciais que controlam a taxa de corrosão das armaduras são:

- Resistividade elétrica
- Penetração de cloretos
- Migração de cloretos
- Difusão e dissolução de oxigênio
- Teor de sais solúveis

A seguir são descritos os métodos de ensaio consagrados para medir tais propriedades e características. Na falta de um método de ensaio padrão apresenta-se a

<sup>18</sup> EL-BELBOL, Said M.; BUENFELD, N. R. Accelerated Chloride Ion Diffusion Test. In: Material Research Society Conference. Boston, Nov. Dec. 1988. Proceedings. s.n.t.

<sup>19</sup> BUENFELD, N. R.; NEWMAN, J. B. Examination of Three Methods for Studying Ion Diffusion in Cement Pastes, Mortars and Concrete. *Materials and Structures*, v. 20, p. 3-10, 1987.

<sup>20</sup> PAGE, C. L.; VENNESLAND, O. Pore Solution Composition and Chloride Binding Capacity of Silica-Fume Cement Pastes. *Materials and Structures*, v. 16, n. 91, p. 19-25, Jan. Feb. 1983.

<sup>21</sup> HOLDEN, W. R.; PAGE, C. L.; SHORT, N. R. The Influence of Chlorides and Sulphates on Durability. In: Alan P. Crane, ed. *Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction*. London, Society of Chemical Industry, Ellis Horwood, 1983. p. 143-50

metodologia mais comumente empregada pelos pesquisadores da área.

### **Resistividade elétrica**

Trata-se de método de ensaio para determinação da resistividade elétrica do concreto, considerada um dos parâmetros decisivos no controle da velocidade da reação. A resistividade elétrica controla o fluxo de íons que difundem no concreto através da solução aquosa presente nos seus poros, sendo altamente sensível ao teor de umidade de equilíbrio e à temperatura do concreto, reduzindo-se com o aumento desta. Pode ser medida através da adaptação do método "ASTM G 57 Standard Method for Field Measurement of Soil Resistivity Using the Wenner Four-Electrode Method"<sup>22</sup> destinada à avaliação "in situ" ou em laboratório da resistividade superficial do concreto de cobrimento. No caso de corpos de prova ou testemunhos extraídos de estruturas pode-se empregar o método "NBR 9204 Concreto Endurecido. Determinação da Resistividade Elétrica Volumétrica. Método de Ensaio", que é mais adequado para ensaios de testemunhos em laboratório. Para determinações de campo ou para acompanhamento tipo monitoramento de estruturas pode ser adaptada a metodologia proposta por Wenner<sup>23,24</sup> para medida da resistividade de solos pelo sistema dos quatro eletrodos, ou seja, "ASTM G 57". Existem equipamentos portáteis de fabricação comercial<sup>25</sup> disponíveis para medidas de resistividade, por ensaios não destrutivos, efetuados na superfície do componente de concreto. O resultado de resistividade elétrica do concreto é geralmente expresso em  $\Omega\text{m}$ . Por condutividade elétrica entende-se o inverso da resistividade elétrica, podendo ser expressa em  $1/\Omega\text{m}$ . O teor de umidade de equilíbrio do concreto desempenha papel preponderante na resistividade e condutividade elétrica conforme apresentado e discutido no capítulo III desta tese.

### **Penetração de cloretos**

Trata-se de método de ensaio com princípio eletroquímico no qual uma fatia de concreto é colocada entre duas câmaras ou células sendo uma com cloretos e outra sem cloretos. A seguir é gerada uma diferença de potencial entre as células dando origem ao aparecimento de uma corrente, a qual induz o ânion cloreto a difundir sob ação de um campo elétrico através da amostra. São registrados o tempo e a corrente, calculando-se o produto dos dois, ou seja, a quantidade equivalente de íons ou massa de ânions que atravessou o concreto no período, expressando o resultado em Coulombs ( $1\text{ C} = 6,2 \cdot 10^{18}$  elétrons). Certos autores advogam também a medida do teor de íons cloreto que

<sup>22</sup> AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. Standard Method for Field Measurement of Soil Resistivity Using the Wenner Four-Electrode Method. ASTM G 57. In:—. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1992.

<sup>23</sup> ESCALANTE, E. ed. Underground Corrosion. Philadelphia, ASTM, 1979. (STP 741)

<sup>24</sup> ANDRADE, C. Monitoring Techniques. In: P. Schiessl, ed. Corrosion of Steel in Concrete. RILEM Report of Technical Committee 60-CSC. London, Chapman & Hall, 1988. p. 79-94

<sup>25</sup> Como por exemplo o equipamento denominado "RM MKII Resistivity Meter" fabricado e distribuído por C.N.S. ELETRONICS LTD., 61-63 Holmes Road, London, NW5 3 AL, England.



efetivamente atravessam a amostra, como complemento de outras determinações normais do método. Na realidade a quantidade de corrente no tempo (Coulombs) que passa depende não só da quantidade de ânions cloreto mas sim da quantidade total de íons presentes no eletrólito. Até recentemente o método mais utilizado era "AASHTO T 277-83 Standard Method of Test for Rapid Determination of the Chloride Permeability of Concrete"<sup>26</sup>, porém apresenta algumas deficiências que foram corrigidas pelo Comitê CO9.03.15 "Methods for Testing Concrete's Resistance to Its Environment" da ASTM, dando origem ao método atualizado "ASTM C 1202 Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration"<sup>27</sup>, publicado em 1991. Trata-se de ensaio acelerado de resposta rápida. A principal crítica ao ensaio refere-se à elevada diferença de potencial imposta, de 60 V. Em concretos de elevada condutividade elétrica a corrente no sistema pode elevar a temperatura do sistema exageradamente e distorcer os resultados, sendo necessário e conveniente monitorar a temperatura da solução, dentro das células. O termo "permeabilidade" não está bem empregado pela "AASHTO" pois não há gradiente de pressão e sim gradiente de concentração e de potencial o que permite sugerir tratar-se de um processo de difusão forçada em função da existência de um campo elétrico, ou seja, um mecanismo conhecido por migração de cloretos. Os participantes da redação da "ASTM C 1202" preferiram denominar de "penetração" de cloretos no concreto. No capítulo III desta tese estudam-se as variáveis que alteram este mecanismo.

### Migração de cloretos

Trata-se de metodologia para detectar a migração de íons cloro dentro do concreto, em função do aparecimento de campo elétrico decorrente da deflagração das pilhas de corrosão eletroquímica, o qual tende a concentrar os cloretos nas regiões anódicas intensificando o processo de corrosão. A diferença do ensaio anterior é quanto ao campo elétrico: enquanto no ensaio de "penetração" o campo elétrico é externo e intenso, neste ele é resultante da própria ação das pilhas de corrosão, sendo portanto, de baixa intensidade e muito mais lento. Através de perfuratriz eletro-mecânica ou pneumática são retiradas amostras de concreto das regiões corroídas, ou seja das regiões anódicas, e comparadas com o teor de cloretos em regiões não corroídas, próximas e pertencentes ao mesmo componente estrutural. A determinação do teor de cloreto, pode ser feita através dos métodos de ensaio "ASTM C 1411"<sup>28</sup> referente a cloretos solúveis em água, ou

<sup>26</sup> AMERICAN ASSOCIATION of STATE HIGHWAY and TRANSPORTATION OFFICIALS. Standard Method of Test for Rapid Determination of the Chloride Permeability of Concrete. AASHTO T 277. Washington, D. C., 1983.

<sup>27</sup> AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration. ASTM C 1202. In:—. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1992.

<sup>28</sup> —. Standard Test Methods for Water-Soluble Chlorides Present as Admixes in Graded Aggregate Road Mixes. ASTM C 1411. In:—. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1992.

"ASTM C 1152"<sup>29</sup>, referente a cloretos "totais" solúveis em ácido, comentados anteriormente. O resultado de migração de cloretos é geralmente expresso em porcentagem de cloretos solúveis em água ou em ácido, em relação à massa de cimento, % Cl<sup>-</sup>/kg de cimento, ou em relação à massa de concreto, Cl<sup>-</sup>/kg de concreto, ou ainda massa de cloretos por unidade de volume de concreto, kg Cl<sup>-</sup>/m<sup>3</sup> de concreto.

### Difusão e dissolução de oxigênio

Trata-se de metodologia de ensaio para avaliação da quantidade de oxigênio dissolvido na solução aquosa dos poros do concreto e que por difusão alcança a superfície da barra, preponderantemente nas regiões catódicas, sendo então reduzido e a seguir combinado com os cátions ferro dando origem à ferrugem. A concentração de oxigênio no ar é da ordem de 210 cm<sup>3</sup>/dm<sup>3</sup> (mL/L), enquanto na água pode chegar apenas a 5 a 10 cm<sup>3</sup>/dm<sup>3</sup>.

A permeabilidade do concreto ao gás oxigênio é função da espessura do cobrimento, da qualidade do concreto de cobrimento e principalmente da umidade de equilíbrio desse concreto, pois com poros saturados de água não há percolação de gás. Em princípio não deve haver gradiente de pressão de oxigênio entre o exterior do componente estrutural e o seu interior. Por outro lado, não há corrosão em ausência de água, donde se conclui que, do ponto de vista da corrosão de armaduras, só há interesse na difusão do oxigênio no ar dos poros secos e na difusão do oxigênio dissolvido na solução dos poros do concreto. Não há, portanto, interesse prático na permeabilidade do O<sub>2</sub> através de poros secos no concreto de cobrimento.

Para avaliar o fluxo de oxigênio dissolvido na solução aquosa dos poros do concreto, geralmente expresso em moles/cm<sup>2</sup> por segundo, pode ser utilizada a metodologia proposta por GjØrv, Vennesland e El-Busaidy<sup>30</sup>, em 1986. Os mesmos autores, no entanto, ressaltam que a disponibilidade de oxigênio dissolvido para as reações catódicas, é regulada muito mais por uma pequena fase na interface aço/concreto que pelas características e espessura do concreto de cobrimento. Segundo Bijen<sup>31</sup> sempre há oxigênio suficiente para as reações de corrosão pois impedir a corrosão a partir do controle do acesso de oxigênio implicaria em ter uma resistência à difusão de oxigênio equivalente a mais de 200 m de espessura de concreto de relação água/cimento igual a 0,65, conforme mostrado na Fig.II-2. Resistência à difusão dessa ordem só é conseguida através de

<sup>29</sup> AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete. ASTM C 1152. In:—. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1992.

<sup>30</sup> GJØRV, O. E.; VENNESLAND, O.; EL-BUSAIDY, A. H. S. Diffusion of Dissolved Oxygen Through Concrete. *Materials Performance*, v. 25, n. 12, p. 39-44, 1986.

<sup>31</sup> BIJEN, J. M. The Dutch Experience with Construction and Repair in Marine Structures. In: P. Kumar Mehta, ed. *International Experience with Durability of Concrete in Marine Environment*. Berkeley, Department of Civil Engineering, University of California, Jan. 1989. p. 147-72

aplicação de revestimentos protetores superficiais, tipo base epóxi ou base poliuretana.

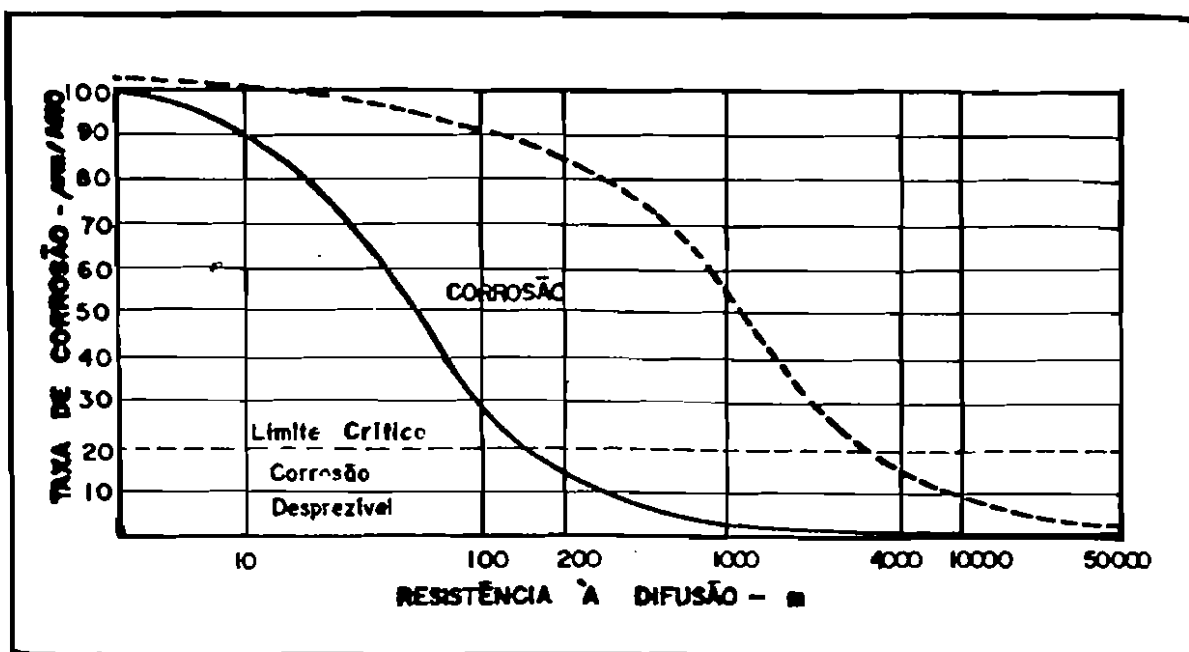


FIGURA II-2. Taxa de corrosão em função da resistência à difusão do oxigênio, expressa em espessura equivalente de concreto. (BIJEN, J., 1989)<sup>31</sup>

#### Teor de sais dissolvidos

Trata-se de metodologia para determinação do teor de sais dissolvidos na água intersticial do concreto. Mesmo não tendo os sais em geral e os sulfatos, em particular, a mesma agressividade sobre as armaduras quanto tem os cloretos, tratam-se também de íons despassivantes, sendo conveniente sua determinação para avaliar a qualidade do concreto de cobrimento das armaduras. A presença de sulfatos pode, no entanto, acarretar reações deletérias de expansão com formação de gipsita e/ou de etringita acarretando fissuras que reduzem a proteção naturalmente fornecida à armadura pelo concreto de cobrimento.

Se os sulfatos provêm do meio externo ao concreto, ao penetrarem através do cobrimento podem provocar em primeiro lugar uma certa expansão ao formarem a gipsita, o sulfato de cálcio hidratado e os trissulfoaluminatos de cálcio, a etringita, bem conhecidos. A fissuração superficial do concreto acarreta um aumento da permeabilidade e uma proteção menor da armadura que poderá ser corroída não mais por uma despassivação do tipo da produzida por cloretos, mas principalmente pelo efeito sinérgico de deterioração simultânea produzido no concreto de cobrimento. Antes da determinação da quantidade total de enxôfre, facilmente realizável com grau de precisão analítica pelo método de ensaio da norma UNE 83120<sup>32</sup>, recomenda-se uma análise qualitativa de sulfetos no concreto. Em caso negativo bastaria a determinação do teor de sulfatos,

<sup>32</sup> ASOCIACION ESPANOLA de NORMALIZACION y CERTIFICACION. Áridos para Hormigones. Determinación Cuantitativa de los Compuestos de Azufre. UNE 83120. Madrid, AENOR, 1988.

dispensando-se a determinação do enxofre total<sup>33</sup>. O teor de sais solúveis no concreto é normalmente expresso em termos de cátions ou ânions por massa de cimento, em porcentagem, utilizando-se a unidade % referida à massa de cimento por volume, m<sup>3</sup>, de concreto.

#### 2.4 Avaliação da Armadura Visando a Termodinâmica da Reação

A principal característica da armadura de interesse ao estudo das condições essenciais que determinam o início da corrosão das armaduras de concreto armado é a sua bitola e tipo. Trata-se de simples determinação da bitola e do tipo de aço da armadura conforme método de ensaio NBR 6152<sup>34</sup>. A classificação da maior ou menor suscetibilidade da armadura à corrosão é feita com base no tipo de tratamento a que a barra ou o fio foi submetido, se laminado a quente ou trefilado ou deformado a frio, e à bitola da barra ou fio. Segundo recomendação do CEB<sup>35</sup>, consideram-se sensíveis à corrosão os fios de diâmetro igual ou inferior a 4 mm e as barras e fios que sofreram tratamento a frio, ou seja, aço CA classe B da NBR 7480 e aço CP das NBR 7482 e NBR 7483.

As características das armaduras a serem identificadas são: espessura do cobrimento de concreto, posição, número, diâmetro, redução de seção transversal causadas por corrosão e em certos casos a resistência de escoamento do aço à tração,  $f_y$ .

Os equipamentos conhecidos genericamente por pacômetros<sup>36</sup> cujo princípio de funcionamento é eletromagnético, servem para determinar a presença e direção das barras, assim como a espessura do cobrimento.

#### 2.5 Avaliação da Armadura Visando a Cinética da Reação

Os principais parâmetros, propriedades e características da armadura de interesse ao estudo das condições essenciais que controlam a taxa de corrosão das armaduras são:

- Composição química
- Perda de massa
- Observação visual e microscópica

A seguir são descritos os métodos de ensaio consagrados para medir tais propriedades e características. Na falta de um método de ensaio padrão apresenta-se a metodologia mais comumente empregada pelos pesquisadores da área.

<sup>33</sup> Os métodos descritos nas normas "NBR 5746. Cimento Portland. Determinação de enxofre na forma de sulfato. Método de ensaio." e "NBR 9917. Agregados para concreto. Determinação de sais, cloretos e sulfatos solúveis. Método de ensaio." podem ser adaptados para determinações em concreto.

<sup>34</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA de NORMAS TÉCNICAS. Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração de Materiais Metálicos. Método de Ensaio. NBR 6152. Rio de Janeiro, 1987.

<sup>35</sup> COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON. CEB Design Manual on Cracking and Deformations. Lausanne, École Polytechnique Fédérale, 1985.

<sup>36</sup> Existem várias marcas no mercado. A mais conhecida leva o nome de "PACHOMETER". É muito utilizado também o equipamento de mesmo princípio, denominado "Micro Covermeter" fabricado e distribuído por Kolecric Limited, Thame, Oxon, OX93PY, England.

### Composição química

Trata-se de método de ensaio para análise da composição química e metalúrgica do aço. A presença de pequenos teores de cobre, fósforo, níquel e principalmente cromo na liga metálica, podem reduzir a taxa de corrosão. A determinação desses elementos pode ser feita de acordo com o métodos de ensaio "ASTM E 3 Method of Preparation of Metallographic Specimens", "ASTM E 30 Method for Chemical Analysis of Steel, Cast Iron, Open-Hearth Iron, and Wrought Iron" e "ASTM E 883 Guide for Metallographic Photomicrography" sendo o resultado normalmente expresso em porcentagem de elemento no total da massa de aço constituinte da armadura.

### Perda de massa

Trata-se de metodologia largamente empregada em estudos de corrosão nos quais a perda de massa após ensaios de corrosão, em porcentagem relativa à massa inicial da barra antes da concretagem, é utilizada como referência da taxa total de corrosão ocorrida. Tem o inconveniente de ser uma determinação destrutiva, porém é um dos parâmetros quantitativos mais confiáveis ao qual todas as outras determinações de taxa de corrosão são em geral aferidas. As barras devem ser inicialmente limpas da carepa de laminação e cuidadosamente pesadas. Após rompidos os corpos de prova, as barras são novamente limpas das incrustações de pasta e argamassa até constância de massa, quando então são anotadas as massas finais. Para limpeza e preparação das barras podem ser adotadas as recomendações do método "ASTM G 1. Standard Practice for Preparing, Cleaning, and Evaluating Corrosion Test Specimens"<sup>37</sup>.

A perda da secção transversal causada por corrosão só é possível de ser determinada em obras acabadas através de ensaios destrutivos. Estas determinações tanto podem ser efetuadas em trechos de armadura retirados da estrutura ou através de determinações "in situ" por medida puntual.

Para a medida da *perda de secção*, devida à corrosão, é necessário limpar as armaduras dos produtos de corrosão. Essa limpeza pode ser efetuada com uma escova de cerdas adequada ou introduzindo uma amostra de armadura em uma solução de ácido clorídrico 1:1 que contenha 2 g/dm<sup>3</sup> de hexametileno tetramina que atua como inibidor de corrosão do aço e permite limpar somente os produtos da corrosão. Com um calibre adequado determina-se a perda de secção em vários pontos anotando-se a média e os valores mais elevados. O valor médio permite fazer uma avaliação da taxa de corrosão, ou seja, perda em mm/ano, desde que seja conhecido a época que a corrosão começou. A perda máxima de secção é a que permite avaliar a real redução de secção resistente da barra. Em barras nervuradas o processo fica dificultado, porém, deve-se adotar como

<sup>37</sup> AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. Standard Practice for Preparing, Cleaning, and Evaluating Corrosion Test Specimens. ASTM G 1. In:—. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1990.

referência inicial o diâmetro médio nominal da barra e considerar durante a tomada de medida em obra, se a medida se dá em cavidades ou ressaltos.

### **Observação visual e microscópica**

Trata-se de metodologia de ensaio para observação de imperfeições e descontinuidades superficiais e sub-superficiais, microfissuras, ruptura da carepa de laminação, inclusões e uniformidade cristalina e granular do aço de constituição da armadura. Todas essas imperfeições podem acelerar e eventualmente concentrar a corrosão acarretando maiores efeitos deletérios em menor tempo. É uma observação que requer conhecimentos de metalurgia, podendo ser seguido o método "ASTM E 112 Test Method for Determining the Average Grain Size", "ASTM E 165 Practice for Liquid Penetrant Inspection Method" e "ASTM E 709 Practice for Magnetic Particle Examination". No caso de exame dos produtos da corrosão é recomendável o uso de microsondas que fornecem análises quantitativas, porém a custo elevado, ou eflorescência de raios X que fornece qualitativamente os elementos químicos presentes e também pode ajudar na identificação dos produtos da corrosão.

## **2.6 Avaliação do Sistema Concreto-Armadura-Meio Ambiente Visando a Termodinâmica da Reação**

Os principais parâmetros, propriedades e características do sistema concreto-armadura-meio ambiente de interesse ao estudo das condições essenciais determinantes do início da corrosão das armaduras são:

- Heterogeneidades
- Meio ambiente
- Potencial de eletrodo

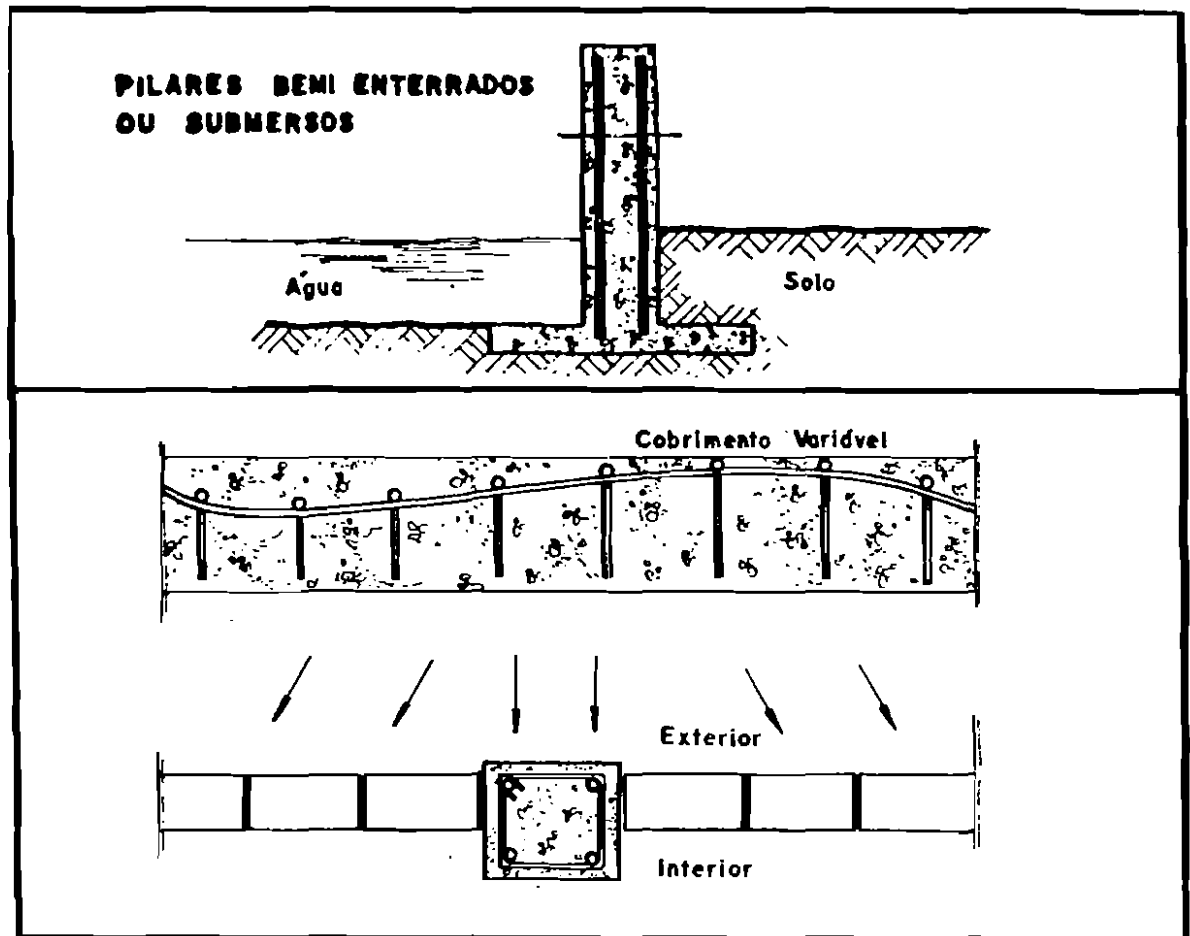
A seguir são descritos os métodos de ensaio consagrados para medir tais propriedades e características. Na falta de um método de ensaio padrão apresenta-se a metodologia mais comumente usada pelos pesquisadores da área.

### **Heterogeneidades**

Trata-se de uma avaliação qualitativa da geometria e das diferenças de exposição de partes contíguas de um mesmo componente estrutural, ou seja, uma avaliação qualitativa da micro região ou microclima onde o componente está inserido. Alterações no cobrimento da armadura, na composição e características do concreto, na umidade de equilíbrio do concreto, na temperatura ou no acesso de oxigênio tornam o sistema concreto-armadura mais suscetível à corrosão.

A Fig.II-3 apresenta algumas das situações típicas.

No capítulo III desta tese que trata das questões sobre como pode ocorrer a perda da passivação este assunto será retomado com maiores detalhes.



*FIGURA II-3. Exemplos de heterogeneidades do concreto que podem contribuir para a despassivação precoce da armadura ou mesmo acelerar a velocidade de uma corrosão já instalada.*

### Meio ambiente

Trata-se de uma avaliação da agressividade do ambiente ou atmosfera circundante com base a dados de registros meteorológicos. A agressividade do ambiente ou atmosfera pode ser avaliada com base na classificação proposta no “CEB-FIP Model Code 90”<sup>38</sup> que considera 5 classes de exposição ou no guia “CEB Design Guide”<sup>39</sup> para projetos visando estruturas de concreto duráveis, que, ao tratar especificamente da proteção das armaduras, considera apenas 4 classes de agressividade. Este autor, no entanto, prefere classificar o grau de exposição com base em atmosferas clássicas, deixando a consideração da micro região ou microclima para uma classificação à parte conforme apresentado no item anterior desta seção. Ambas, micro e macro condições de exposição são determinantes da maior suscetibilidade à corrosão podendo ter efeito sinérgico ao atuarem simultaneamente na mesma direção e no mesmo componente estrutural. Como referência pode-se adotar;

<sup>38</sup> COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON. CEB-FIP Model Code 1990: final draft. Lausanne, 1991. (Bulletin d’Information, 203-205)

<sup>39</sup> —. Durable Concrete Structures. CEB Design Guide. Lausanne, June 1989. (Bulletin D’Information, 182)

- atmosfera *rural* com  $UR \leq 65\%$  em 95% do tempo  $\rightarrow$  agressividade nula - grau 1
- atmosfera *urbana* com  $UR \leq 65\%$  em 95% do tempo  $\rightarrow$  agressividade branda - grau 2
- atmosfera *marinha*  $\rightarrow$  agressividade média grau 3
- atmosfera *industrial* com  $UR \leq 65\%$  em 95% do tempo  $\rightarrow$  agressividade média grau 4
- atmosferas combinadas urbana/industrial ou urbana/marina ou ainda com  $UR \geq 65\%$  podem ser classificadas adicionando-se um grau ao maior individual. Em regiões com temperatura ambiente inferior a  $18^\circ\text{C}$  em 95% do tempo, a corrosão é menor e podem ser classificadas reduzindo-se de um grau os valores indicados anteriormente. Este assunto será retomado com maiores detalhes no capítulo III desta tese.

### Potencial de eletrodo

Trata-se de método de ensaio padrão normalizado pela "ASTM C 876 Standard Test Method for Half Cell Potential of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete"<sup>40</sup>. Através de um eletrodo de referência, o mais comum é o de cobre/sulfato de cobre, porém poderia ser outro<sup>41</sup>, é medida a diferença de potencial de eletrodo do sistema armadura-concreto (semi-pilha) comparativamente ao potencial do eletrodo de referência secundário, em regiões próximas ao ponto de aplicação do eletrodo de referência na superfície do concreto. Um voltímetro de alta impedância ( $\geq 10\text{ M}\Omega$ ), para reduzir os efeitos de polarização, é conectado entre a armadura e o eletrodo de referência que fica apoiado sobre a superfície do componente estrutural conforme apresentado na Fig.II-4. O resultado obtido é também conhecido por potencial eletroquímico ou potencial de corrosão da armadura no concreto.

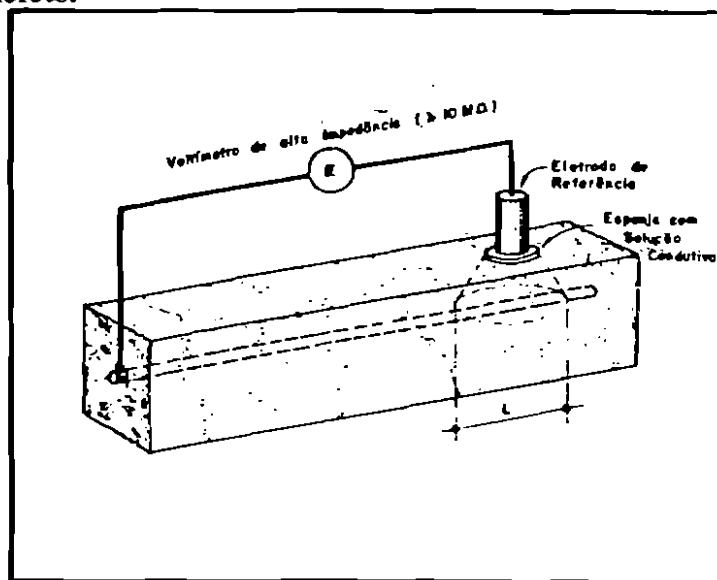


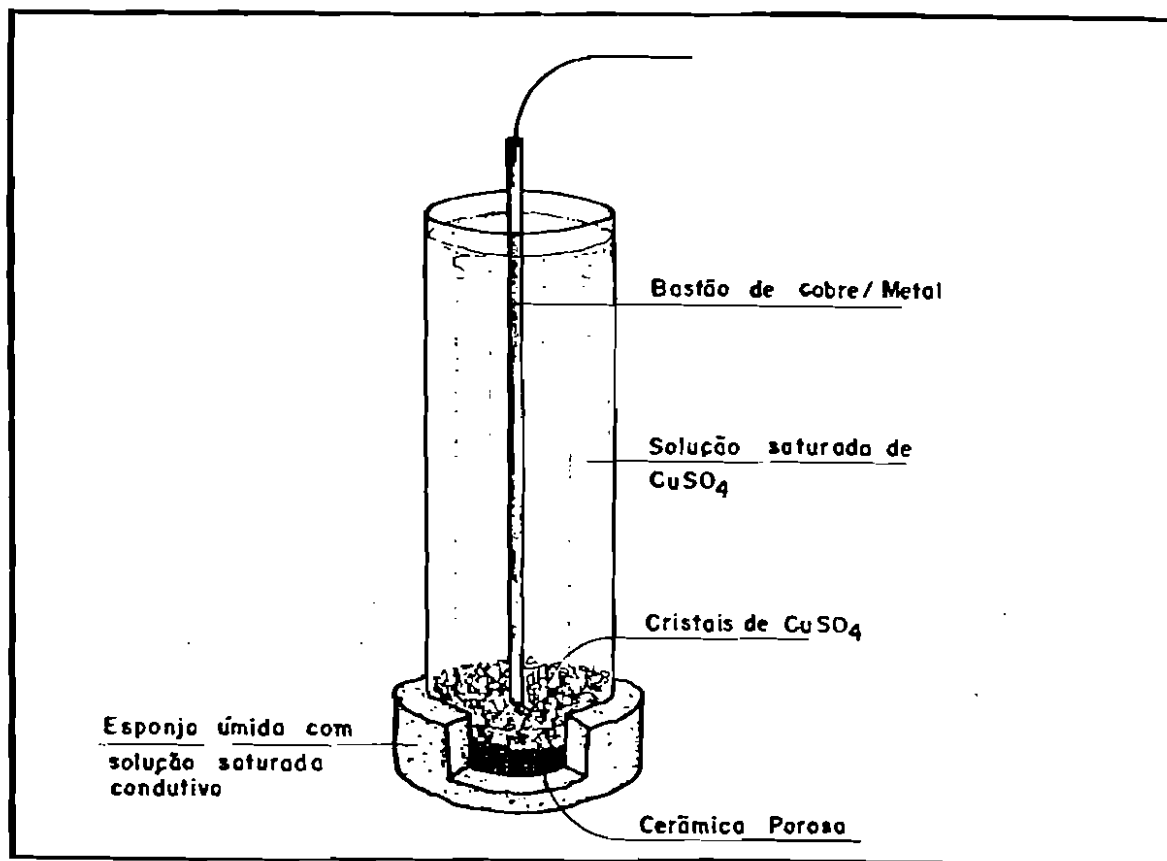
FIGURA II-4. Configuração básica do método de determinação do potencial eletroquímico ou de corrosão da armadura. (ASTM C 876, 1991)<sup>40</sup>

<sup>40</sup> AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. Standard Test Method for Half Cell Potential of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete. ASTM C 876. In:—. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1991.

<sup>41</sup> Vide Tabela I-1 de potenciais eletroquímicos, no capítulo I desta tese.



Segundo Matos<sup>42</sup> com base na configuração básica apresentada na Fig.II-4 tem-se no local de aplicação do eletrodo de referência, o valor da diferença de potencial de eletrodo entre as duas semi-células, a semi-célula aço-concreto ou eletrólito e a semi-célula estável que é o eletrodo de referência, no caso cobre/solução saturada de sulfato de cobre, conforme indicado na Fig.II-5 e Foto II-1. Ao conectar as semi-pilhas aparece um fluxo de elétrons da armadura em direção ao eletrodo de referência, mais nobre e com potencial mais positivo, passando pelo voltímetro de alta impedância e indicando a intensidade da diferença de potencial de eletrodo entre as semi-pilhas. O circuito da pilha eletroquímica é fechado através da interface condutiva, esponja, colocada entre o eletrodo de referência e a superfície do concreto ou eletrólito.



**FIGURA II-5.** Eletrodo secundário ou semi-pilha de referência, cobre/sulfato de cobre, CSE.

Certos cuidados devem ser tomados para o máximo proveito desta técnica que tanto pode ser utilizada em laboratório<sup>43</sup> quanto em campo para construção dos chamados mapas de potenciais eletroquímicos, conforme apresentado na Fig.II-6.

<sup>42</sup> MATOS, Oswaldo C. *Contribuição ao Estudo e Emprego de Técnicas Eletroquímicas no Controle da Corrosão de Armaduras de Concreto Armado*. São Paulo, 1991. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica. Universidade de São Paulo. p. 66

<sup>43</sup> BAUER, Elton; SOUZA, K. R. Monitoramento do Estado de Corrosão das Armaduras de Concreto Armado Através da Avaliação de Potencial de Eletrodo. In: *Simpósio sobre Patologia das Edificações: Prevenção e Recuperação*, Porto Alegre, 1989. Anais. Porto Alegre, CPGEC, UFRGS, out. 1989. p. 341-64

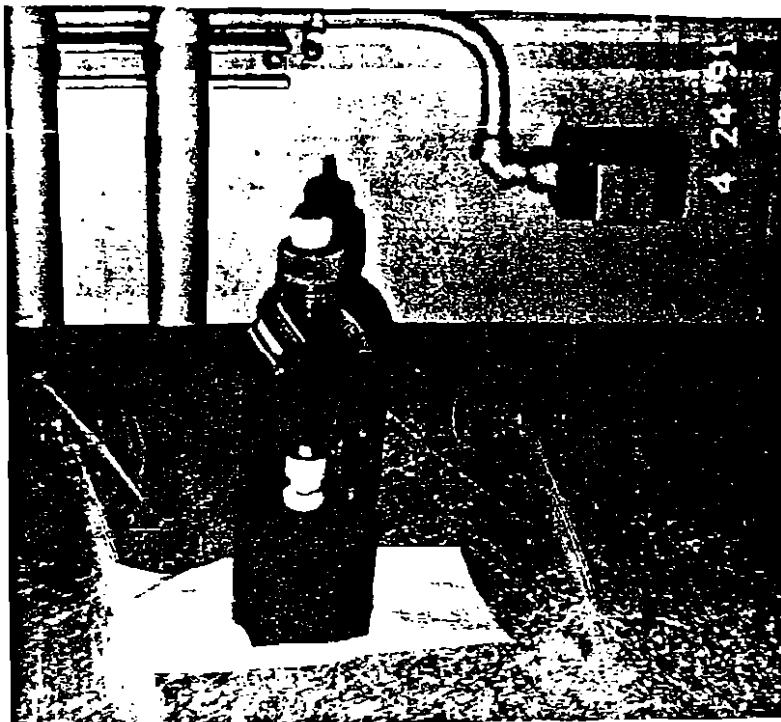


FOTO II-1. Semi-célula de corrosão ou eletrodo padrão secundário de cobre/sulfato de cobre, CSE, com recipiente para solução condutiva e esponja de contato.

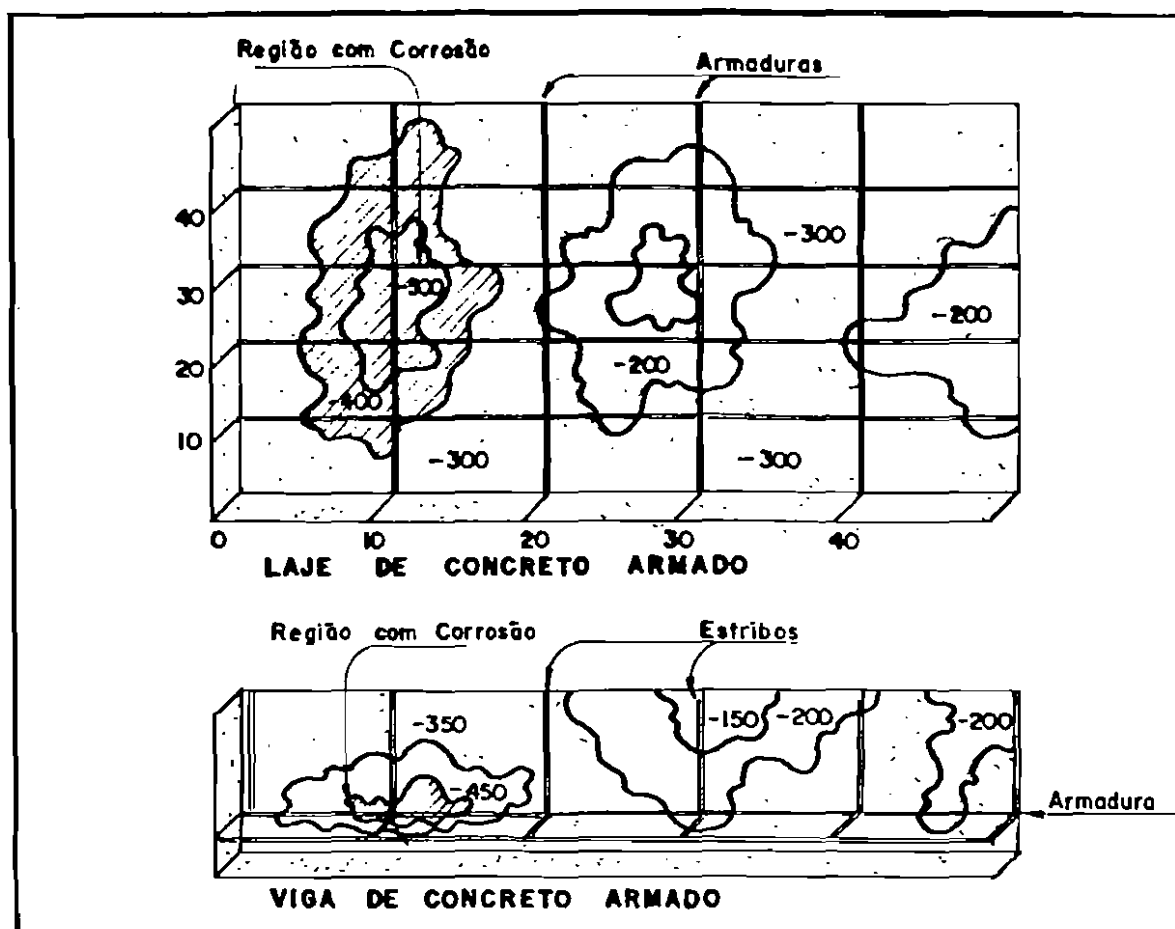


FIGURA II-6. Exemplos de mapas equipotenciais obtidos através do emprego do método ASTM C 876.

Um dos cuidados mais importantes é assegurar um bom contato elétrico entre a armadura e o eletrodo de referência assim como um bom contato elétrico entre as diversas barras que compõem a armadura na região em estudo. Outro é assegurar um contato elétrico, bom, localizado e delimitado entre o eletrodo de referência e a superfície do concreto. Isso é normalmente conseguido com o uso de uma esponja embebida em solução de alta condutividade elétrica tipo detergente dissolvido em água na concentração de 4 a 10  $\text{cm}^3/\text{dm}^3$ . A maior ou menor penetração dessa solução nos poros do concreto pode alterar o resultado lido para o que é necessário aguardar a estabilização antes da leitura e evitar que a solução condutiva impregne outras regiões próximas pois poderia mascarar o potencial do ponto pretendido. Existem vários equipamentos comerciais disponíveis, sendo o chamado "potential wheel data bucket"<sup>44</sup> um dos mais sofisticados. Equipamentos simples, desenvolvidos em laboratório podem, no entanto, oferecer o mesmo grau de precisão na leitura e determinação pretendida.

Os resultados podem ser afetados pelos seguintes fatores principais;

- *qualidade, estado e espessura do revestimento de concreto*: concreto de revestimento com elevada resistividade e seco pode mascarar o resultado pois pode apresentar diferença de potencial "aparente" na superfície do concreto de até 200 a 300 mV a mais de distorção<sup>45,46</sup>, em relação ao valor efetivo na superfície da armadura conforme mostrado na Fig. II-7.

Segundo Babei<sup>47</sup> o aparecimento de potenciais positivos pode ser um indicativo das situações acima descritas. Recomenda-se nesses casos um exame mais acurado da real situação pois não é normal registrar-se potenciais positivos. É interessante notar que justamente as características mais desejadas de um concreto de revestimento são as que mais podem interferir nos resultados. Por outro lado dificilmente esta condição ocorre na prática pois com um bom revestimento de concreto, seco e espesso, provavelmente nunca haverá corrosão.

- *frente de carbonatação e de cloretos*: têm influências opostas. Enquanto a carbonatação aumenta a resistividade do revestimento de concreto, a presença de cloretos diminui. Como consequência o potencial medido na superfície do concreto pode ser mais elevado no primeiro caso ou mais próximo do efetivo potencial, no caso de cloretos.

<sup>44</sup> BROOMFIELD, J. P. The Use of a Potential Wheel to Survey Reinforced Concrete Structures. UK Corrosion, p. 29-87, Oct. 1987.

<sup>45</sup> BROWNE, R. D.; GEOGHEGAN, M. P.; BAKER, A. F. Analysis of Structural Condition from Durability Results. In: Alan P. Crane, ed. Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction. London, Society of Chemical Industry, Ellis Horwood, 1983. p. 193-222

<sup>46</sup> ELSENER, B.; BOHNI, Hans. Potential Mapping and Corrosion of Steel in Concrete. In: Neal S. Berke; Victor Chaker; David Whiting, eds. Corrosion Rates of Steel in Concrete. Philadelphia, ASTM, 1990. p. 143-56 (STP 1065)

<sup>47</sup> BABAEI, Khosrow. Evaluation of Half-Cell Corrosion Detection Test for Concrete Bridge Decks: final report. Seattle, Washington State Department of Transportation, 1986. (WA-RD 95.1) p. xiii

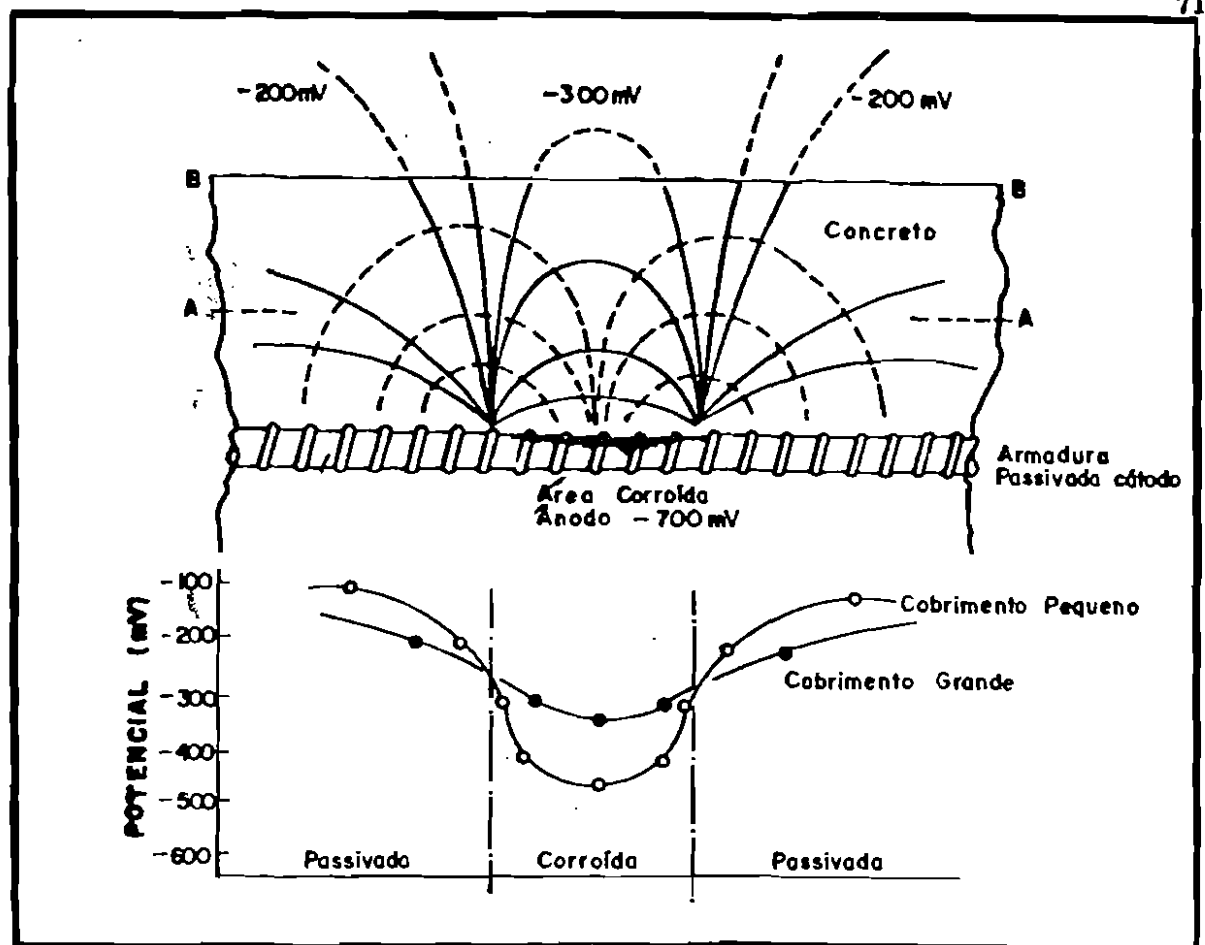


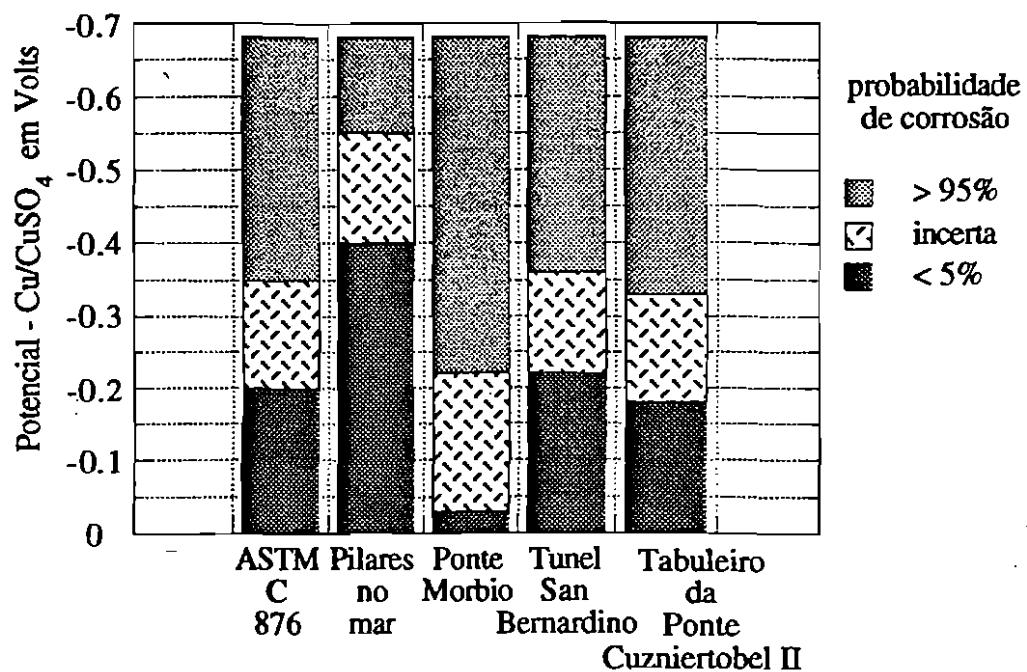
FIGURA II-7. Influência da qualidade, grau de umidade e espessura do cobrimento de concreto na leitura de potencial de eletrodo. (ELSENER, B. & BOHNI, H., 1990)<sup>46</sup>

- **correntes erráticas eventuais:** toda corrente elétrica de fuga, vagabunda ou errática, que atinja a armadura pode alterar substancialmente as leituras. Deve-se evitar proceder a ensaios de potencial simultaneamente à soldagem de barras em locais próximos numa mesma estrutura com armaduras conectadas entre si.
- **temperatura:** variações de temperaturas podem afetar os resultados sendo recomendável efetuar leituras dentro de uma faixa superior a 8°C e preferivelmente abaixo de 40°C e sempre acima de 1°C. Não é possível aplicar o equipamento em concretos de superfície congelada pois o gelo tem elevada resistividade elétrica e impediria um bom contato. Segundo a "ASTM C 876" o coeficiente de correção das leituras em função da temperatura é de 0,0009 V/°C que deve ser subtraído ou acrescentado em função da temperatura ser inferior ou superior à temperatura padrão de 25°C.
- **concentração do eletrólito:** a concentração do sulfato de cobre na solução do eletrodo de referência pode alterar os resultados. O ideal é manter sempre um excesso de cristais de sulfato de cobre, assegurando solução saturada.

Finalmente, com relação aos critérios de julgamento, deve-se ressaltar que os valores apresentados no método "ASTM C 876" já citado, não devem ser tomados como absolutos, sendo aceitáveis apenas como referência. Foram estabelecidos a partir de

levantamentos de Stratfull<sup>48,49</sup>, efetuados no início da década de 70, em tabuleiros de ponte que apresentavam corrosão típica de ação de sais de degelo. Na Fig.II-8 apresenta-se um interessante estudo comparativo publicado por Elsener e Bohni<sup>46</sup>, no qual é possível notar quão relativo é o valor de potencial.

Essa relatividade, no entanto, não desmerece o método, ao contrário, se bem utilizado e combinando-se os resultados com outras determinações de teor de cloretos, resistividade do concreto e profundidade de carbonatação, por exemplo, é perfeitamente possível estabelecer um quadro claro da situação de corrosão na estrutura ou em laboratório. Este método é normalmente utilizado para registrar uma dada situação em termos de probabilidade de corrosão permitindo também acompanhar a evolução no tempo, ou seja fazer um monitoramento da estrutura ou corpo de prova em estudo.



**FIGURA II-8.** Comparação de situações reais com os critérios de julgamento da ASTM C 876. (ELSENER, B, & BOHNI, H., 1990)<sup>46</sup>

Babaei<sup>50</sup> cita as experiências positivas de mais de nove Departamentos estaduais de transporte nos Estados Unidos e na Inglaterra que vêm utilizando este método com sucesso. Apresenta ainda resultados de reprodutibilidade e repetibilidade do ensaio efetuado com dois equipamentos distintos na mesma área e com o mesmo equipamento aplicado nos mesmos pontos mais de cinco vezes, encontrando desvio padrão dentro do ensaio de 7 mV

<sup>48</sup> STRATFULL, R. F. *Half-Cell Potentials and the Corrosion of Steel in Concrete*. California Department of Transportation. Sacramento, 1972. (Research Report, CA-HY-MR-5116-7-72-42)

<sup>49</sup> —. *Half-cell Potentials and the Corrosion of Steel in Concrete*. Highway Research Record, n. 433, p. 12-21, 1973.

<sup>50</sup> BABAEI, Khossrow. *Evaluation of Half-Cell Corrosion Detection Test for Concrete Bridge Decks: final report*. Seattle, Washington State Department of Transportation, Nov. 1986. (WA-RD 95.1)

e desvios de média para mesmo ponto, nas mesmas condições, da ordem de 10 mV. Propõem a apresentação dos resultados de levantamento de campo na base da distribuição de frequência acumulada, conforme apresentado na Fig.II-9, concluindo que o método é adequado para indicar corrosão ativa.

Elsener e Bohni<sup>46</sup>, demonstraram ainda que é possível avaliar taxas instantâneas de corrosão<sup>51</sup>, a partir do conhecimento da resistividade elétrica do concreto de cobrimento. Essa possibilidade abre um campo ainda maior para aquele que sem dúvida é o mais simples e difundido método de ensaio eletroquímico do sistema concreto-armadura.

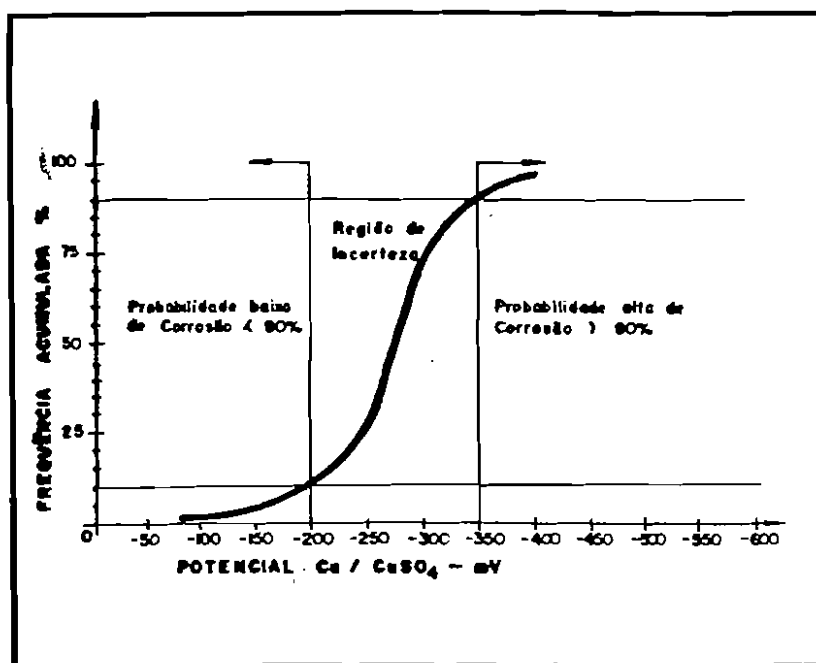


FIGURA II-9. Frequência acumulada de resultados de levantamento de potencial de corrosão em tabuleiros de pontes. (BABAEI, K., 1986)<sup>50</sup>

Em estudo experimental realizado por este autor com 32 corpos de prova moldados nas mesmas condições e submetidos a idênticas condições de exposição foi encontrado desvio padrão médio total de ensaio e fenômeno<sup>52</sup> de 0,026 V, com variabilidade média total, expressa pelo coeficiente de variação, de apenas 7 %, conforme mostrado na Fig.II-

$$51 \quad i_{\text{corr}} = \frac{2\pi \cdot \Delta E \cdot e \cdot \sqrt{(e^2 + x^2)}}{\rho \cdot \sqrt{(e^2 + x^2)} - e} \quad \text{onde:}$$

- $i_{\text{corr}}$  = corrente instantânea de corrosão
- $\Delta E$  = diferença de potencial de eletrodo entre duas regiões próximas da barra
- $e$  = espessura do cobrimento de concreto
- $x$  = distância entre regiões próximas onde se busca saber a corrente média instantânea de corrosão
- $\rho$  = resistividade elétrica do concreto de cobrimento

Conhecendo-se a corrente e a área de aço afetada pode ser estimada a taxa de corrosão,  $r$ , em mm/ano, por exemplo.

52 O desvio padrão total de ensaio e fenômeno,  $\sigma_{pe}$ , representa a variabilidade devida ao ensaio,  $\sigma_e$ , e a variabilidade devida ao fenômeno propriamente dito,  $\sigma_{\text{efetivo}}$ , estando assim relacionados  $\sigma_{pe}^2 = \sigma_e^2 + \sigma_{\text{efetivo}}^2$ .

10 (a) e (b). Os resultados distribuíram-se aleatoriamente e independentemente do estado de corrosão da armadura, se ativo ou passivado, conforme apresentado na Fig.II-10 (c) e (d). Esses resultados, por si só demonstram que esta metodologia é confiável, com variabilidade inferior à normalmente aceita em resultados consagrados de ruptura de corpos de prova à compressão axial, em concretos.

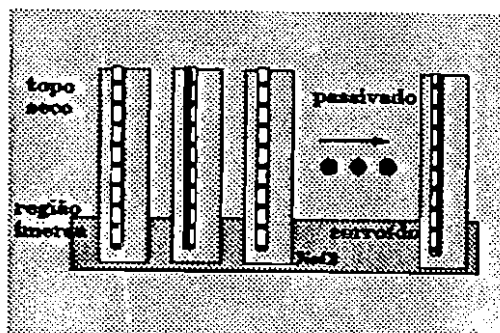
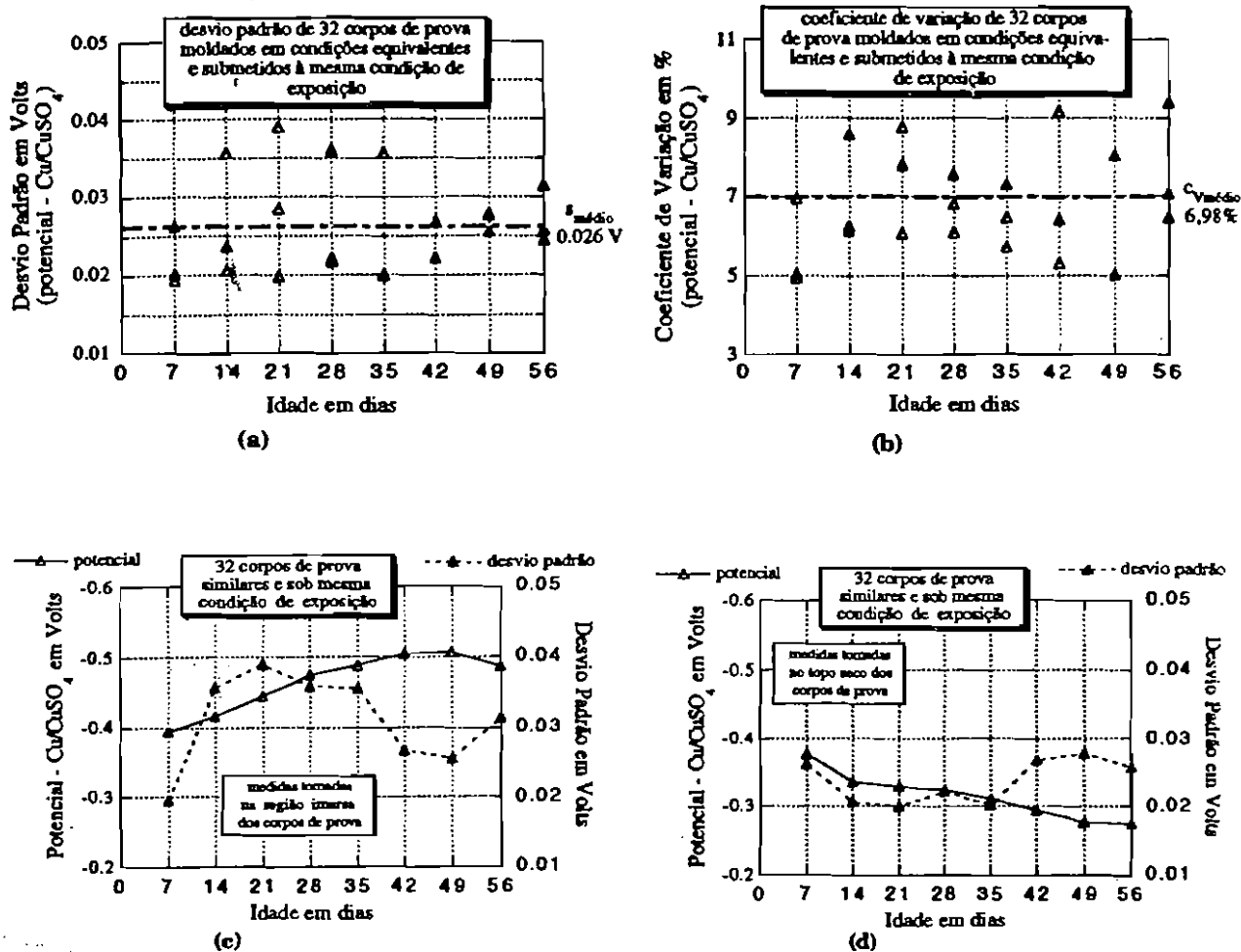


FIGURA II-10. Distribuição dos desvios padrão e coeficientes de variação das medidas de potencial de corrosão.

## **2.7 Avaliação do Sistema Concreto-Armadura-Meio Ambiente Visando a Cinética da Reação**

Os principais parâmetros, propriedades e características do sistema concreto-armadura-meio ambiente de interesse ao estudo das condições essenciais que controlam a taxa de corrosão das armaduras são:

- Heterogeneidades
- Meio ambiente
- Macrocélula
- Corrente impressa
- Resistência de polarização
- Curvas de polarização
- Resistência elétrica
- Impedância eletroquímica
- Ruídos eletroquímicos

A seguir são descritos os métodos de ensaio consagrados para medir tais propriedades e características. Na falta de um método de ensaio padrão apresenta-se a metodologia mais comumente usada pelos pesquisadores da área.

### **Heterogeneidades**

Trata-se de avaliação qualitativa da micro região ou micro clima onde partes da estrutura estão inseridas. A avaliação pode ser feita com base subjetiva conforme exemplificado na Fig.II-3 e no item de mesmo nome da seção anterior. Uma vez iniciado o processo de corrosão a velocidade com que esta corrosão pode ocorrer será função de muitas variáveis, entre elas a intensidade da diferença de potencial de eletrodo gerada por diferenças de aeração, umidade, tensão, e outras, ou seja, características geométricas e de exposição da micro região considerada.

### **Meio ambiente**

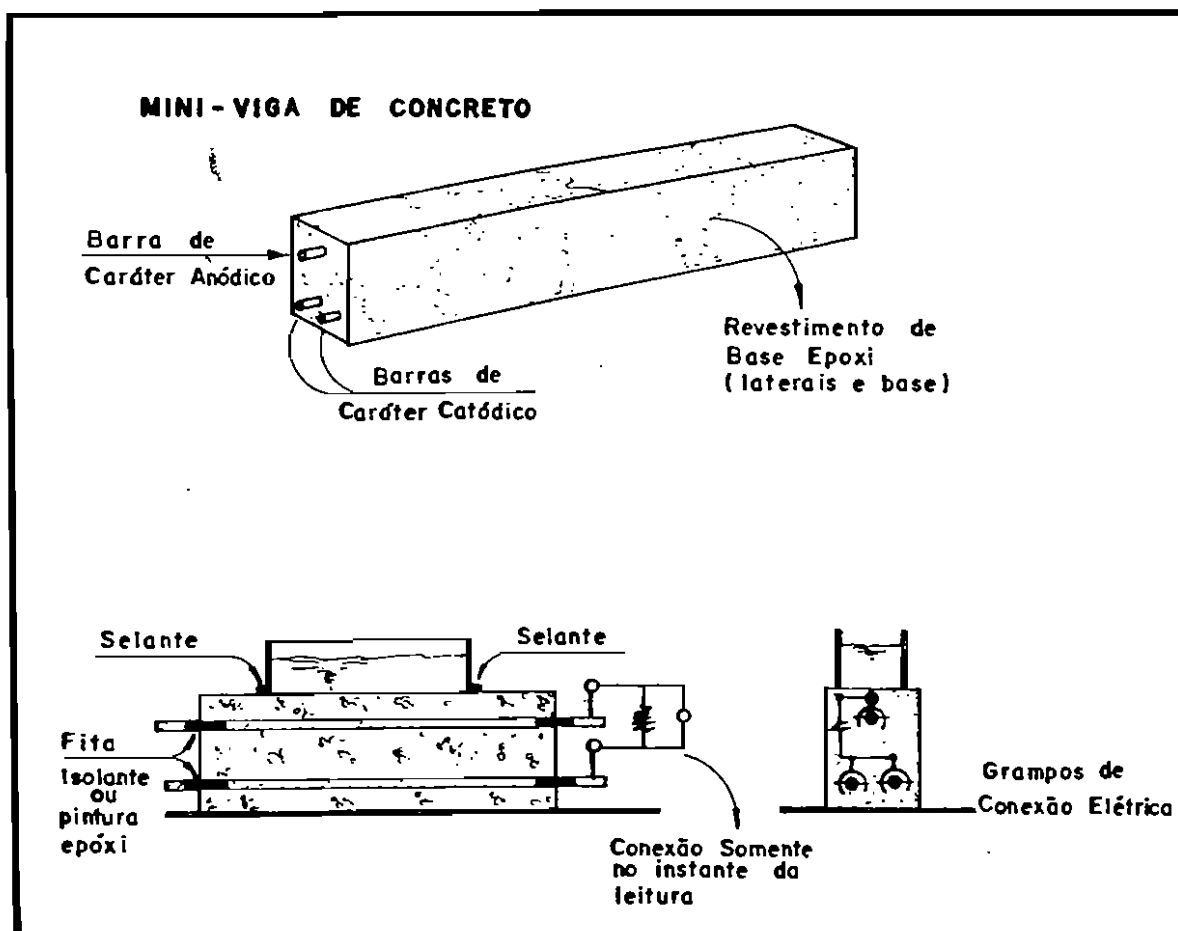
Conforme exposto anteriormente no item de mesmo nome da seção precedente, a atmosfera circundante pode ter grande influência não só na redução do período de iniciação contribuindo para a despassivação precoce da armadura, como também na taxa de corrosão durante o chamado período de propagação da corrosão. A velocidade e a quantidade de aço corroído é grandemente acelerada em atmosferas urbanas, industriais ou marinhas como resultado de uma velocidade maior de redução da alcalinidade do concreto devida à presença de íons em suspensão ou dissolvidos no vapor d'água. Ao penetrarem no concreto esses íons também contribuem para a redução da resistividade elétrica, aumentando a condutividade do eletrólito e, conseqüentemente a taxa de corrosão. A classificação das condições de exposição pode ser feita com base nos critérios expostos no item de mesmo nome da seção anterior, indicada por 2.5.



## Macro célula

Trata-se de uma metodologia simples de medida da corrente de corrosão através da construção de uma macro célula de corrosão como a indicada na Fig.II-11.

Entre o eletrodo de trabalho, ou seja, a barra com caráter anódico, em contato com o ambiente agressivo, e os contra eletrodos, ou seja, as duas barras afastadas do ambiente agressivo e portanto com caráter catódico pode ser conectada uma resistência elétrica conhecida, de 100  $\Omega$ , por exemplo. A corrente que atravessa essa resistência pode ser calculada pela lei de Ohm a partir da medida de diferença de potencial entre as barras.



**FIGURA II-11.** Configuração de ensaio para avaliação da corrosão através da metodologia da macro célula de corrosão. (BERKE, N. S. & HICKS, M. C., 1990)<sup>53</sup>

Segundo Berke e Hicks<sup>53</sup> é uma excelente metodologia para o estudo comparativo do efeito de inibidores de corrosão, por exemplo, mas não fornece uma indicação precisa da taxa de corrosão. Suzuki e colaboradores<sup>54</sup> empregaram a técnica da macro célula para estudos de influência da relação água/cimento e espessura do cobrimento de concreto. A

<sup>53</sup> BERKE, Neal S.; HICKS, Maria C. Electrochemical Methods of Determining the Corrosivity of Steel in Concrete. In: Robert Baboian; S. W. Dean, eds. Corrosion Testing and Evaluation. Philadelphia, ASTM, 1990. p. 425-40 (STP 1000)

<sup>54</sup> SUZUKI, Kazuo et al. Some Phenomena of Macrocell Corrosion. In: C. L. Page; K. W. J. Treadaway; P. B. Bamforth, eds. Corrosion of Reinforcement In Concrete. London, Society of Chemical Industry, Elsevier, May 1990. p. 87-95

medida de corrente de corrosão obtida tende a subestimar a taxa efetiva de corrosão, podendo indicar corrente nula mesmo em presença de corrosão localizada<sup>55</sup> na barra anódica. Os resultados podem ser expressos em corrente de corrosão,  $i_{corr}$  em  $\mu A/cm^2$ , ou em gráfico de evolução do produto corrente\*tempo expresso em Coulombs em função da idade conforme apresentado na Fig.II-12.

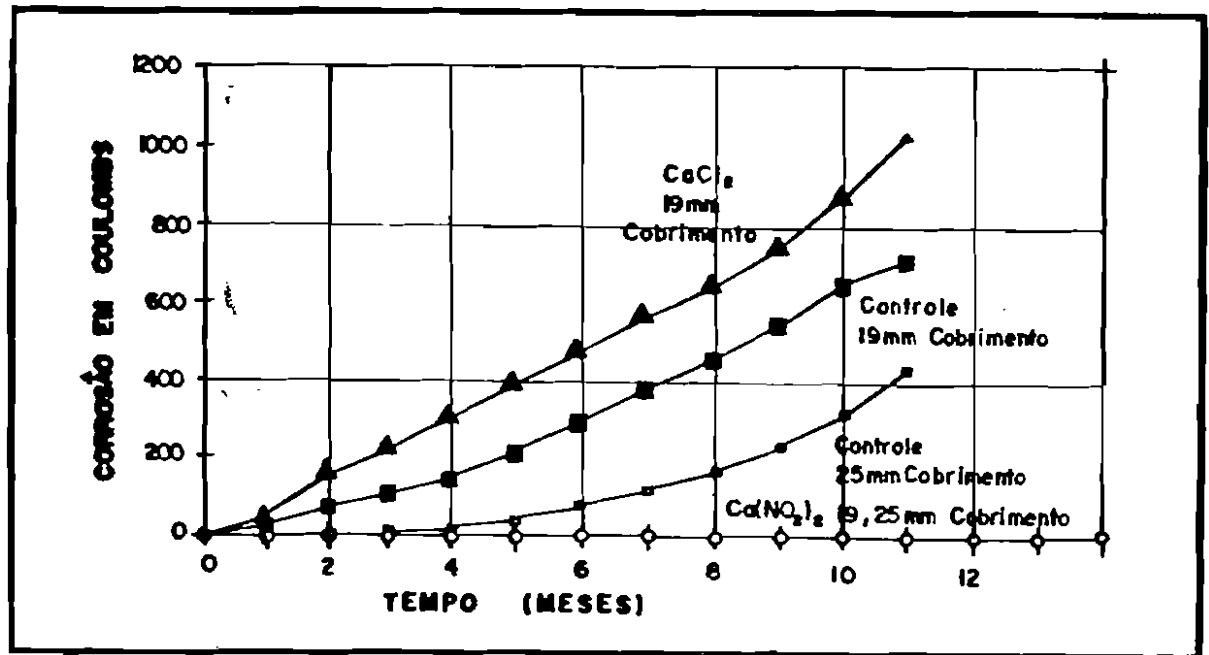


FIGURA II-12. Avaliação da corrosão, em C, obtido a partir da metodologia da macrocélula de corrosão em estudos comparativos de inibidores de corrosão. (BERKE, N. S. & HICKS, M. C., 1990)<sup>53</sup>

Recentemente o instituto alemão, "Institute for Building Materials Research", desenvolveu e colocou à disposição do meio técnico internacional, um sistema de monitoramento da corrosão em estruturas de concreto armado baseado no princípio da macrocélula. O sistema já está instalado numa ponte alemã, numa austríaca e no túnel da ferrovia que liga a Inglaterra à Europa.<sup>56</sup>

#### Corrente impressa

Trata-se de metodologia de ensaio desenvolvida por Lima<sup>57</sup> a partir de estudos publicados por Varela<sup>58</sup>. A armadura que está imersa dentro de uma pequena viga de

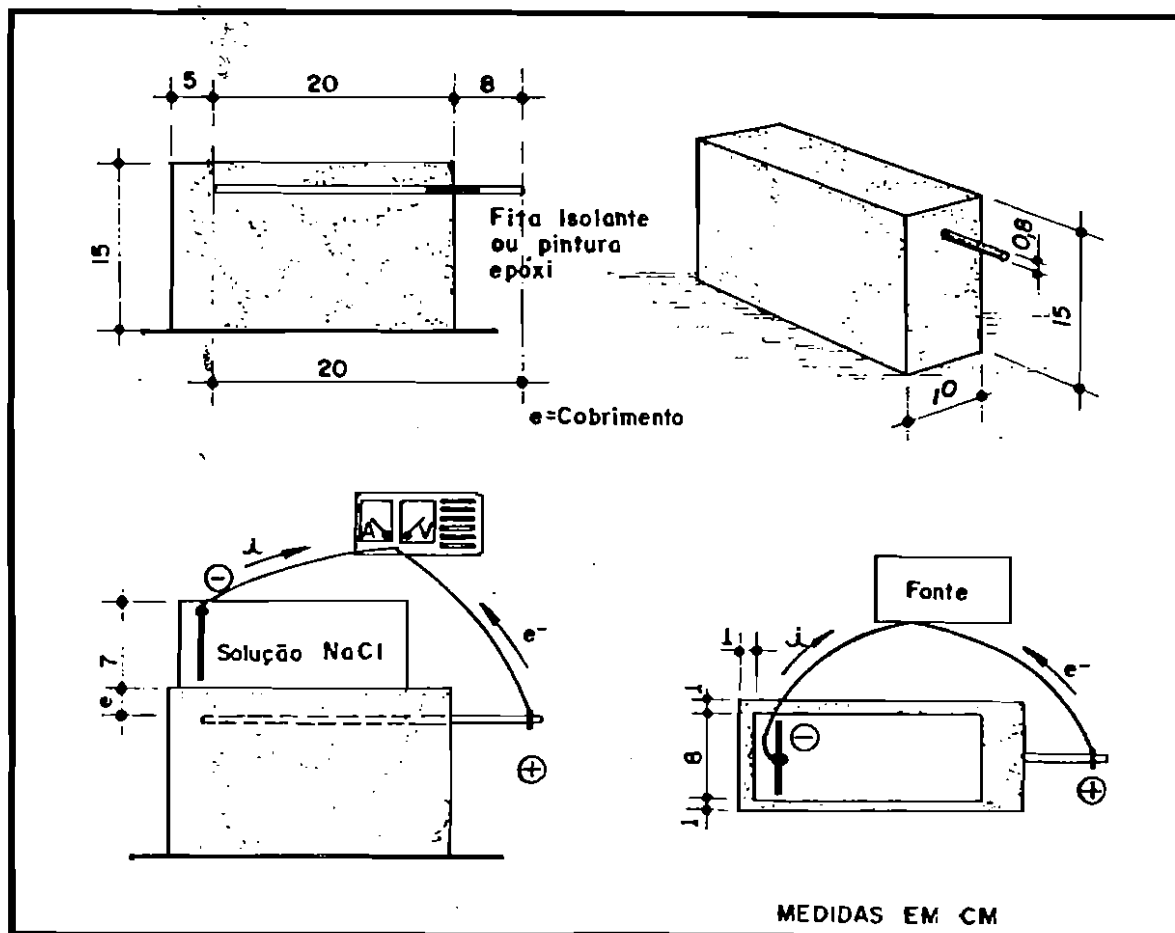
<sup>55</sup> BERKE, N. S., SHEN, D. F.; SUNDBERG, K. M. Comparison of the Polarization Resistance Technique to the Macrocell Corrosion Technique. In: *The Measurement and Correction of Electrolyte Resistance in Electrochemical Tests*. Philadelphia, ASTM, 1989. (STP 1056)

<sup>56</sup> SCHIESSL, P.; RAUPACH, M. Monitoring System for the Corrosion Risk of Steel in Concrete Structures. *Concrete International*, v. 14, n. 7, p. 52-5, July 1992.

<sup>57</sup> LIMA, Maryangela G. *Influência dos Componentes do Concreto na Corrosão das Armaduras*. Porto Alegre, 1989. Dissertação (Mestrado). Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

<sup>58</sup> VARELA, H. D.; ESPINOZA, L. V. M. Penetrabilidad de Iones Cloruros en Morteros con y sin Revestimiento. In: *Jornadas Chilenas del Hormigón*. Santiago del Chile, oct. 1988. Anais. Santiago, 1988. p. 82-91

concreto é conectada ao polo positivo de uma fonte de corrente contínua. O polo negativo é conectado a um eletrodo de cobre imerso em solução de cloreto de sódio 0,6 M que fica em contato direto com a superfície superior da pequena viga, ou melhor corpo de prova prismático, conforme mostrado na Fig.II-13.



**FIGURA II-13. Configuração do ensaio de corrente/tensão imposta.**  
(LIMA, M. G., 1989)<sup>57</sup>

Entre os dois polos é aplicada uma diferença de potencial constante de 60 V. Essa configuração faz os elétrons se movimentarem do polo negativo-eletrodo de cobre ao polo polo positivo-armadura onde se dão as reações anódicas de oxidação acelerada do aço pela perda de elétrons.

A metodologia tem se mostrado adequada para estudos comparativos de efeitos da espessura de cobertura de concreto ou tipo de cimento utilizado na confecção do concreto, conforme apresentado na Fig.II-14.

A corrente pode ser registrada com facilidade e a taxa de corrosão pode ser estimada a partir do produto corrente\*tempo, em Coulombs. Esta metodologia, como a grande maioria das existentes com base em fundamentos da eletroquímica ainda está em fase de aperfeiçoamento, sendo objeto de tese de doutoramento da própria Maryangela Lima e de Elton Bauer, ambos da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Os aperfeiçoamentos na metodologia resumem-se basicamente em impor uma corrente constante em lugar de potencial constante, para facilitar o cálculo da taxa de corrosão e da massa total corroída para comparação com a perda de massa obtida gravimetricamente após término dos ensaios e ruptura do corpo de prova. Estuda-se também reduzir a diferença de potencial imposta, ou a corrente impressa para evitar aquecimento e distorção das reações de corrosão em relação ao processo natural.

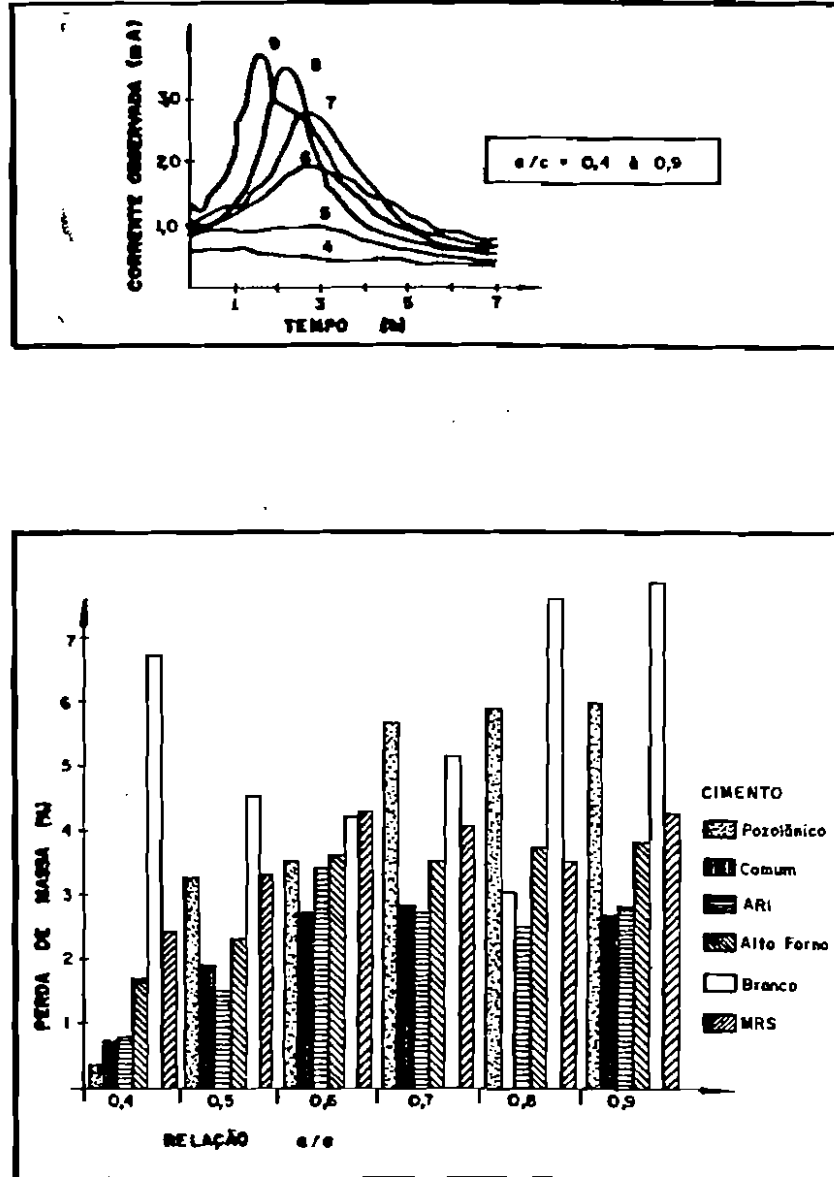


FIGURA II-14. Resultados típicos de ensaio de tensão imposta.  
(LIMA, M. G., 1989)<sup>57</sup>

Esta metodologia apresenta grande interesse pois resultados significativos podem ser obtidos em curto espaço de tempo, menos de quinze dias. Apesar de fornecer dados de taxa de corrosão, não se aplica a estruturas, ou seja, não é adequada ao monitoramento de estruturas. Estuda-se sua aplicação como metodologia de avaliação de desempenho de

produtos e sistemas de reparo ou mesmo como instrumento de um programa de garantia e controle de qualidade, na avaliação e aceitação de produtos e sistemas de reparo e proteção das estruturas de concreto.

### Resistência de polarização

Trata-se de metodologia de ensaio aplicada regularmente a partir do começo da década de 70 por Andrade e González<sup>59</sup> que adaptaram e desenvolveram as técnicas originalmente empregadas no fim da década de 50 por Kaesche e Baumel & Engell, citados por Andrade e González, para armaduras embebidas em argamassa e concreto. É também conhecida por polarização linear. A resistência de polarização pode ser entendida como a inércia que o sistema possui em desenvolver um processo eletroquímico de corrosão, frente a uma polarização imposta. Utiliza o estímulo de uma diferença de potencial aplicada à armadura, exercendo uma polarização ao redor do potencial de eletrodo original. Esse potencial deve ser medido antes da aplicação da polarização externa, por exemplo, pelo método "ASTM C 876". Aplicada a diferença de potencial externa,  $\Delta E$ , a variação de corrente,  $\Delta i$ , pode ser medida por um procedimento potenciostático ou potenciodinâmico. Aplicando-se uma corrente externa,  $\Delta i$ , também é possível registrar a variação de potencial,  $\Delta E$ , através de um procedimento galvanostático. Ambos procedimentos são utilizados. A resistência de polarização,  $R_p$ , é então obtida por  $R_p = \frac{\Delta E}{\Delta i}$ , conforme mostrado na Fig.II-15.

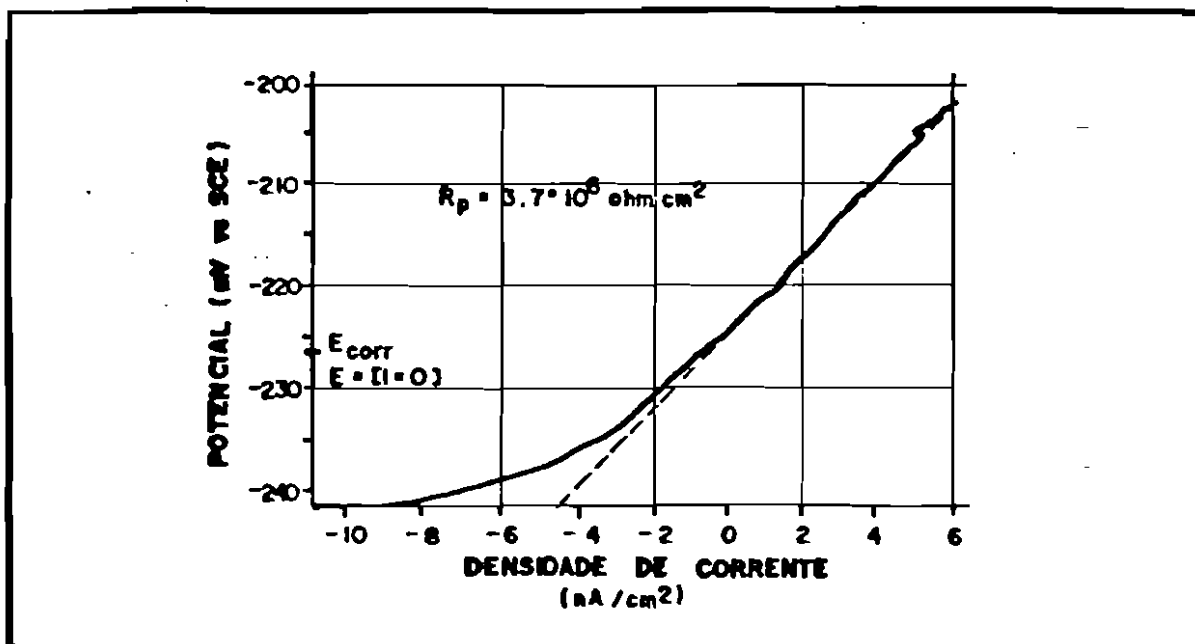


FIGURA II-15. Curva de polarização para determinação da resistência de polarização. (BERKE, N. S. & HICKS, M. C., 1990)<sup>53</sup>

<sup>59</sup> ANDRADE, C.; GONZALEZ, J. A. Tendencias Actuales en la Investigación sobre Corrosion de Armaduras. Informes de la Construcción, v. 40, n. 398, p. 7-14, nov. dic. 1988.

Admite-se que a curva de polarização para pequenas sobretensões ao redor do potencial original de equilíbrio obedece uma variação linear. Esta pequena sobretensão pode ser da ordem de  $\pm 10$  a 20 mV, ou seja, valores de sobre tensão anódica de +10 mV ou catódica de -10 mV, são usualmente empregados. Devem ser evitados valores muito elevados para não comprometer a hipótese básica de linearidade da curva de polarização. A resistência de polarização pode então ser correlacionada à taxa de corrosão pela equação proposta por Stern e Geary<sup>60</sup> que no fim da década de 50 correlacionaram estudos teóricos com resultados de experimentos práticos realizados por outros pesquisadores encontrando que a corrente de corrosão pode ser obtida por;

$$i_{\text{corr}} = \frac{K_{\text{sg}}}{R_p} = \frac{1}{R_p} \cdot \frac{\beta_a \cdot \beta_c}{2,3 \cdot (\beta_a + \beta_c)} \quad \text{onde:}$$

- $i_{\text{corr}}$  = corrente de corrosão
- $K_{\text{sg}}$  = constante de Stern e Geary
- $R_p$  = resistência de polarização
- $\beta_a$  e  $\beta_c$  = constantes de Tafel<sup>61</sup>, anódica e catódica respectivamente

As constantes de Tafel e consequentemente de Stern e Geary são determinadas através de métodos experimentais específicos efetuados em corpos de prova independentes pois são necessárias sobretensões elevadas que alterariam irreversivelmente o processo natural de corrosão do aço no concreto da estrutura ou corpo de prova em estudo. Praticamente, no entanto, Andrade<sup>62</sup> tem adotado valores de  $K_{\text{sg}}$  entre 13 e 52 mV, elegendo 26 mV no caso de corrosão ativa e 52 mV no caso do processo estar ainda no período de iniciação ou estado passivo. Para realização do ensaio pode ser empregado o procedimento recomendado pela "ASTM G 59 Practice for Conducting Potentiodynamic Polarization Resistance Measurements". Para acompanhar o processo de corrosão, várias leituras devem ser feitas ao longo do período de tempo desejado. Conhecendo a corrente de corrosão,  $i_{\text{corr}}$ , a taxa instantânea de corrosão, para cada leitura, pode ser calculada pelo emprego da lei de Faraday, conforme apresentada na eq. I-3 da seção 1.5 do capítulo I desta tese. A integral dessa taxa de corrosão, no período de tempo de observação fornece a perda de massa eletroquimicamente calculada. Segundo o pesquisador citado, os resultados obtidos têm apresentado boa correspondência com a perda de massa efetiva, calculada gravimetricamente.

A metodologia em questão tem sido amplamente empregada pela Dr<sup>a</sup> Carmen Andrade e colaboradores que, inclusive, desenvolveram um instrumento denominado

<sup>60</sup> STERN, M.; GEARY, A. L. Electrochemical Polarization. 1. A Theoretical Analysis of the Shape of Polarization Curves. *Journal of the Electrochemical Society*, v. 104, n. 1, p. 56-63, Jan. 1957.

<sup>61</sup> TAFEL, Julius. Über die Polarization bei Kathodischer Wasserstoffentwicklung. *Zeitschrift für Physikalische Chemie*, v. 50, p. 641-712, 1904. (pesquisador alemão que primeiro observou e registrou esse comportamento linear nas curvas experimentais de polarização)

<sup>62</sup> ANDRADE, C. Monitoring Techniques. In: P. Schiessl, ed. *Corrosion of Steel in Concrete*. RILEM Report of Technical Committee 60-CSC. London, Chapman & Hall, 1988. p. 79-94

GECOR<sup>63</sup> para medida da velocidade instantânea de corrosão em obras, uma vez que até recentemente a literatura registrava somente aplicações em laboratório em condições especiais, com corpos de prova de configuração limitada.

A aplicação adequada em campo<sup>64</sup> e mesmo em laboratório requer cuidados e procedimentos adequados para evitar difusão da polarização imposta e consequente redução da qualidade e confiabilidade da medida. Diversos pesquisadores têm proposto configurações especiais, a partir dos primeiros trabalhos de Andrade e González<sup>65</sup> com o intuito de reduzir as dispersões e aumentar a confiança da leitura. Com base no levantamento efetuado por Matos<sup>66</sup>, pode-se citar;

- Tamura, Nagayama e Shimozawa<sup>67</sup> empregam configuração com dois eletrodos, conforme apresentado na Fig.II-16a.
- Maslehuddin e colaboradores<sup>68</sup> empregam a configuração de três eletrodos conforme apresentado na Fig.II-16b.
- Felio e colaboradores<sup>69</sup> empregam a configuração do anel de proteção conforme apresentado na Fig.II-16c.
- Tanaka, Uemoto e Wolyne<sup>70</sup> empregam a configuração com base no capilar de Luggin conforme apresentado na Fig.II-16d.
- Mackenzie<sup>71</sup> emprega a configuração apresentada na Fig.II-16b.

A resistência de polarização é normalmente medida em  $\Omega \cdot \text{cm}^2$  mas na realidade é comum expressar o resultado com base à corrente de corrosão,  $i_{\text{corr}}$ , em  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  ou em termos de taxa instantânea de corrosão,  $r$ , em mm/ano, ou até mesmo, no caso de

- 
- <sup>63</sup> GEOCISA. Medida de la Velocidad de Corrosión de Armaduras en Estructuras de Hormigón. Geocisa-Auscultación de Estructuras. Geotecnia y Cimentos, S. A. Los Llanos de Jerez, 10 y 12, Coslada, Madrid. 1990. fone 671-5300 (catálogo).
- <sup>64</sup> GONZALEZ, J. A. et al. On-site Detection of Corrosion in Reinforced Concrete Structures. *Materials and Structures*, v. 24, n. 143, p. 346-50, Sept. 1991.
- <sup>65</sup> ANDRADE, C.; GONZALEZ, J. A. Predicción de la Corrosividad Potencial de los Aditivos para Hormigón Mediante la Determinación Conjunta de los Potenciales de Ruptura y de la Resistencia de Polarización. Madrid, Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, 1978. (Cuadernos de Investigación, 33)
- <sup>66</sup> MATOS, Oswaldo C. Contribuição ao Estudo e Emprego de Técnicas Eletroquímicas no Controle da Corrosão de Armaduras de Concreto Armado. São Paulo, 1991. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica. Universidade de São Paulo.
- <sup>67</sup> TAMURA, H., NAGAYAMA, M.; SHIMOZAWA, K. Effect of Concrete Cover on the Monitoring of Steel in Concrete. In: C. L. Page; K. W. J. Treadaway; P. B. Bamforth, eds. *Corrosion of Reinforcement in Concrete*. London, Society of Chemical Industry, Elsevier, May 1990. p. 372-83
- <sup>68</sup> MASLEHUDDIN, M. et al. Corrosion of Reinforced Steel in Concrete Containing Slag or Pozzolans. *Cement, Concrete and Aggregates*, v. 12, n. 1, p. 24-31, summer 1990.
- <sup>69</sup> FELIU, S. et al. Possibilities of the Guard-Ring for the Confinement of the Electrical Signal in Polarization Measurements of Reinforcements. NACE Annual Conference, New Orleans, 1989. *Corrosion 89: proceedings*. Houston, NACE, 1989. p. 623
- <sup>70</sup> TANAKA, D. K.; UEMOTO, K. L.; WOLYNEC, S. Corrosão de Canos Galvanizados por Argamassa com Aditivos. In: *Simpósio Nacional de Corrosão na Produção e Utilização do Alcool*. Rio de Janeiro, 1981. Anais. Rio de Janeiro, ABRACO, FII, 1981. p.47-59
- <sup>71</sup> MACKENZIE, S. G. Techniques for Monitoring Corrosion of Steel in Concrete. *Corrosion Prevention and Control*, n. 1, p. 11-7, Feb. 1987.

acompanhamento e monitoramento durante certo período de tempo, em termos de perda de massa expressa em g.

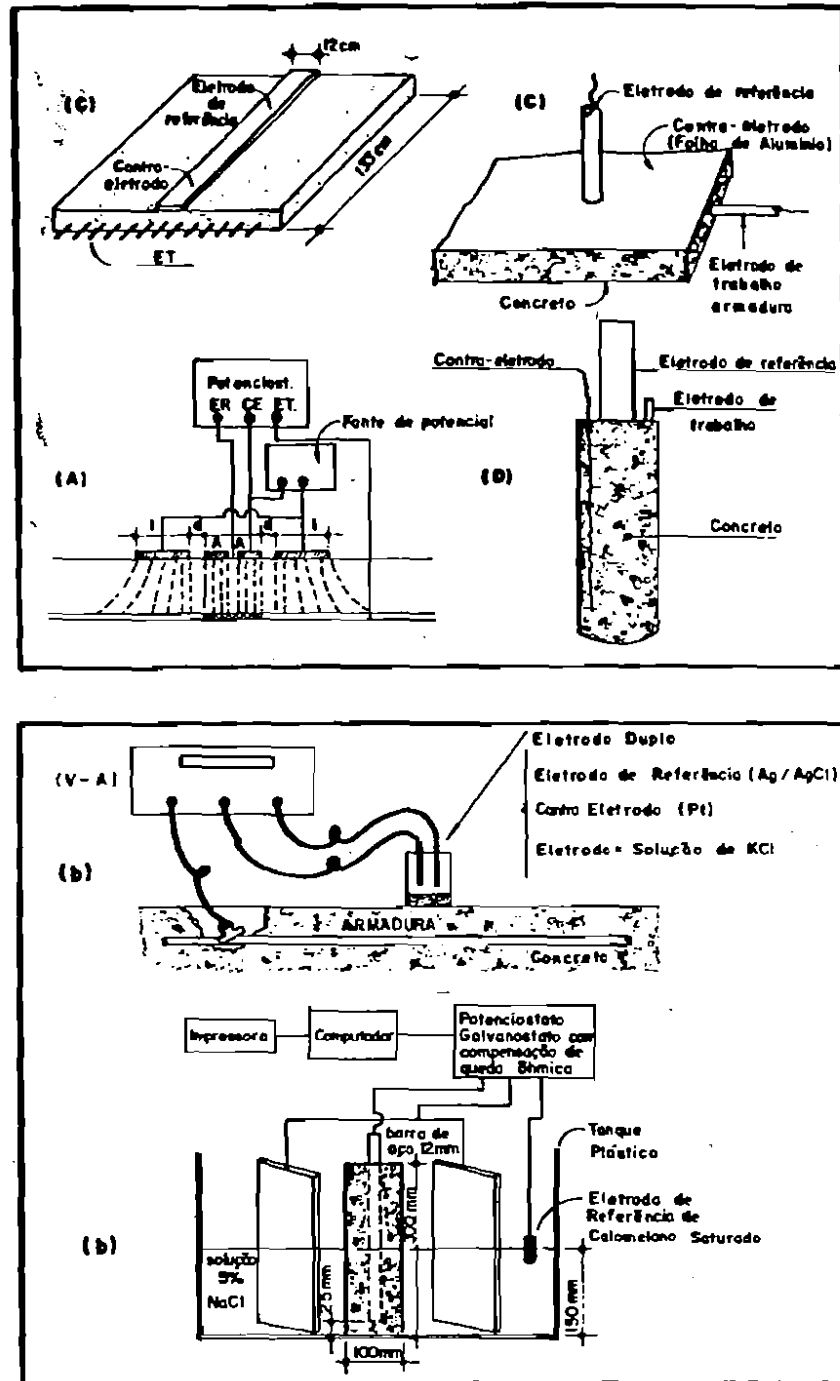


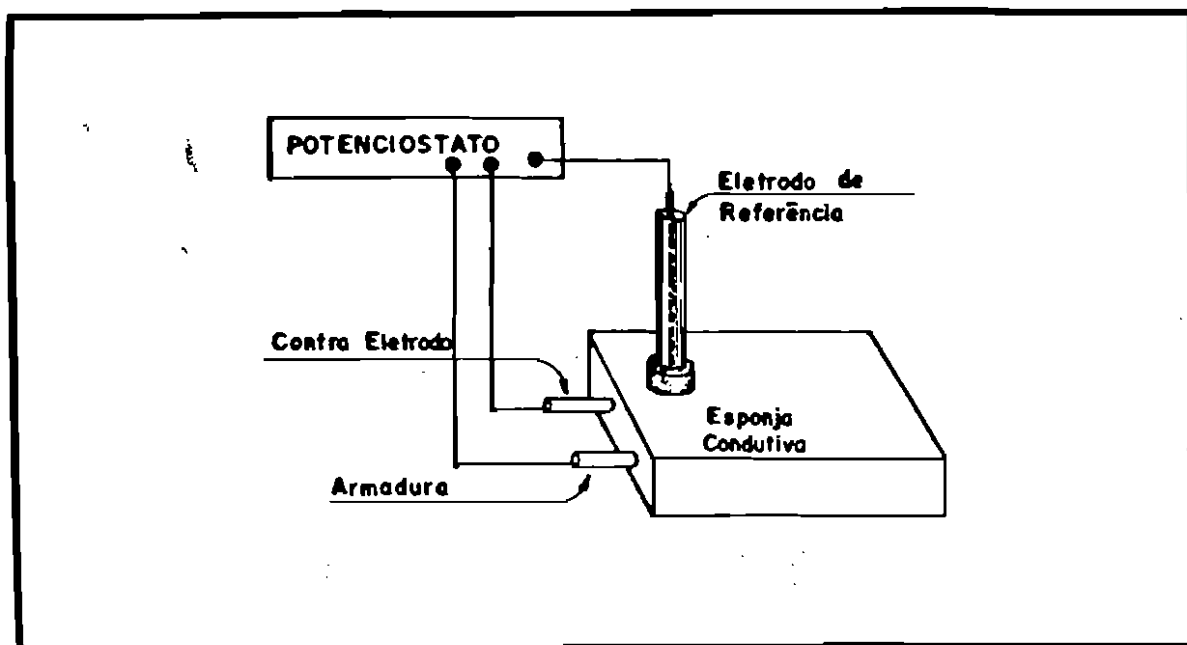
FIGURA II-16. Configurações típicas utilizadas por diversos pesquisadores para medida da resistência de polarização.

### Curvas de polarização

Trata-se de metodologia de ensaio baseada na aplicação de um estímulo externo, uma sobre tensão ou sobre corrente ao sistema, e registro da alteração correspondente da corrente ou do potencial do sistema. Esta metodologia é também conhecida por



polarização cíclica. A mudança de potencial devida à alteração da corrente que passa através do eletrodo em estudo, também chamado de eletrodo de trabalho, denomina-se polarização, e o gráfico resultante da variação de potencial versus corrente, denomina-se curva de polarização. A análise das curvas resultantes permitem avaliar a estabilidade de películas de passivação, taxa de corrosão, morfologia dos produtos da corrosão, e outras. O potencial do eletrodo em estudo, o sistema concreto-armadura é monitorado em relação a um eletrodo de referência conforme indicado na Fig.II-17, na qual se utiliza um potenciostato para fazer variar controladamente o potencial.



*FIGURA II-17. Configuração básica do procedimento de determinação das curvas de polarização. (ANDRADE, C., 1988)<sup>72</sup>*

Há necessidade desse potenciostato possuir dispositivo eletrônico e automático de compensação da queda ôhmica ou determinação prévia dessa queda em corpos de prova extras e independentes daqueles em estudo. A polarização pode dar-se forçando as reações anódicas com potenciais mais positivos ou forçando as reações catódicas imprimindo potenciais mais negativos que o potencial de equilíbrio natural do sistema, também chamado de potencial de corrosão.

As curvas podem ser resultantes de variações de potencial em degraus sucessivos e independentes chamado procedimento potenciostático. Quando a variação de potencial externo é feita de maneira linear e contínua o procedimento é chamado potenciodinâmico. Quando a variação é de corrente externa aplicada chama-se galvanostático. Para estudos em concreto, praticamente, somente os procedimentos de variação de potencial têm viabilidade e interesse. Para realização dos ensaios podem ser seguidas as recomendações da "ASTM G 61 Conducting Cyclic Potentiodynamic Polarization Measurements for Localized Corrosion, Susceptibility of Iron-, Nickel-, or Cobalt-Based Alloys"

O ensaio para determinar a curva de polarização tem caráter destrutivo pois altera irreversivelmente o processo de corrosão original devido às altas sobre tensões impressas para varrer o campo de estudo necessário às avaliações. A metodologia ainda tem aplicação restrita a laboratório registrando-se, segundo Andrade<sup>72</sup>, apenas uma tentativa de medida em campo com vistas a estudos de proteção catódica. O resultado é normalmente uma curva potencial versus corrente e a análise da configuração dessa curva permite inferir conclusões sobre o processo de corrosão, especialmente sobre a morfologia dos produtos formados. Para obtenção de taxas de corrosão é preciso obter a corrente de corrosão,  $i_{corr}$ , através do método das intersecções proposto por Tafel para curvas de polarização.

### Resistência elétrica

Trata-se de metodologia de ensaio desenvolvida por Vassie<sup>73</sup> com base na alteração da resistência elétrica de um metal em função da redução da sua seção transversal, a saber;

$$R = \rho \frac{l}{A} = \frac{E}{i} \quad \text{onde:}$$

- R = resistência elétrica, em  $\Omega$
- $\rho$  = resistividade elétrica, em  $\Omega \cdot m$
- l = comprimento, em m
- A = área da seção transversal, em  $m^2$
- E = diferença de potencial, em V
- i = corrente elétrica, em A

Portanto à medida que a barra vai corroendo-se e tornando-se mais fina a resistência elétrica aumenta. Duas são as maiores dificuldades desta técnica. A primeira relativa à homogeneidade da corrosão; é preciso que a corrosão se manifeste de maneira uniforme para assegurar uma alteração proporcional da resistência. A segunda diz respeito à magnitude da variação, sendo difícil monitorar diretamente uma variação pequena de resistência. Para contornar esses problemas Vassie acima citado desenvolveu uma sonda baseada numa ponte de corrente alternada conforme apresentada na Fig.II-18.

A avaliação da taxa de corrosão, ou seja, o monitoramento da estrutura é feito a partir da inserção de sondas em locais próximos às armaduras que se deseja acompanhar, e que estejam em locais considerados críticos, conforme apresentado na Fig.II-19. A armadura não é monitorada diretamente mas seu estado e taxa de corrosão é inferido através da resposta que a sonda, localizada próximo ao local sob exame, fornece.

Esta técnica foi desenvolvida no laboratório de pesquisa de estradas e transportes da Inglaterra, tendo sido aplicado no monitoramento de tabuleiros de pontes inglesas<sup>73</sup>.

<sup>72</sup> ANDRADE, C. Monitoring Techniques. In: P. Schiessl, ed. Corrosion of Steel in Concrete. RILEM Report of Technical Committee 60-CSC. London, Chapman & Hall, 1988. p. 79-94 p. 85

<sup>73</sup> VASSIE, P. R. W. A Survey of Site Tests for the Assessment of Corrosion in Reinforced Concrete. Crowthorne, Transport and Road Research Laboratory, 1980. (TRRL Laboratory Report, 953)

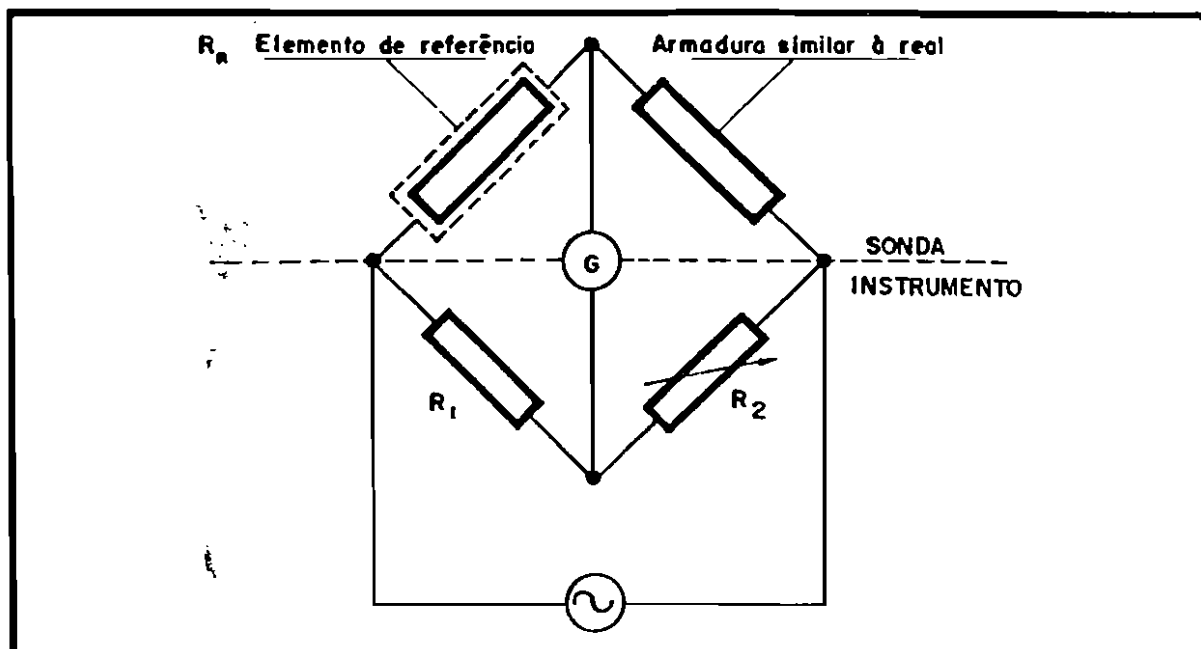


FIGURA II-18. Ponte de corrente alternada utilizada para medidas de resistência elétrica da armadura. (VASSIE, P. R. W., 1980)<sup>73</sup>

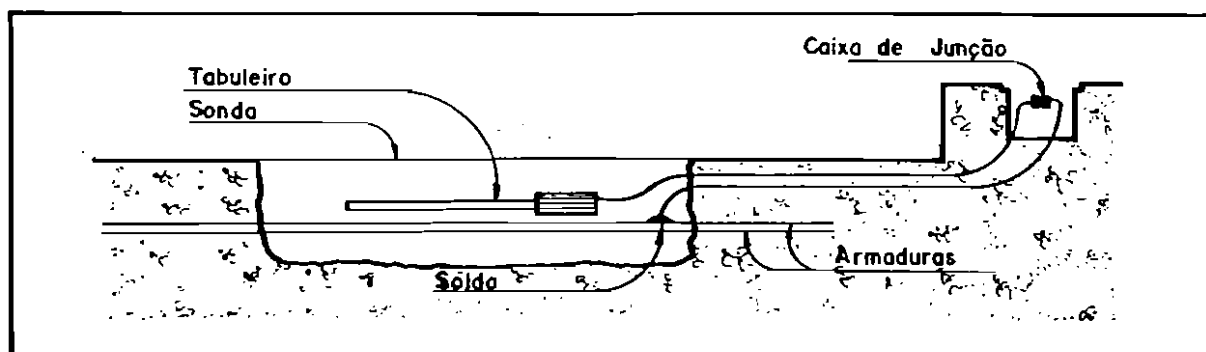


FIGURA II-19. Esquema de instalação de sonda para medida da resistência elétrica, "in situ". (VASSIE, P. R. W., 1980)<sup>73</sup>

### Impedância eletroquímica

Trata-se de metodologia de ensaio baseada na aplicação ao sistema concreto-armadura de uma corrente alternada varrendo um amplo espectro de frequências. Esta metodologia é também conhecida por espectroscopia de impedância eletroquímica. A configuração de ensaio pode ser associada ao circuito elétrico indicado na Fig.II-20, apresentado por Matos<sup>74</sup> como o circuito equivalente mais adotado pelos pesquisadores da área.

<sup>74</sup> MATOS, Oswaldo C. Contribuição ao Estudo e Emprego de Técnicas Eletroquímicas no Controle da Corrosão de Armaduras de Concreto Armado. São Paulo, 1991. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica. Universidade de São Paulo. p. 152

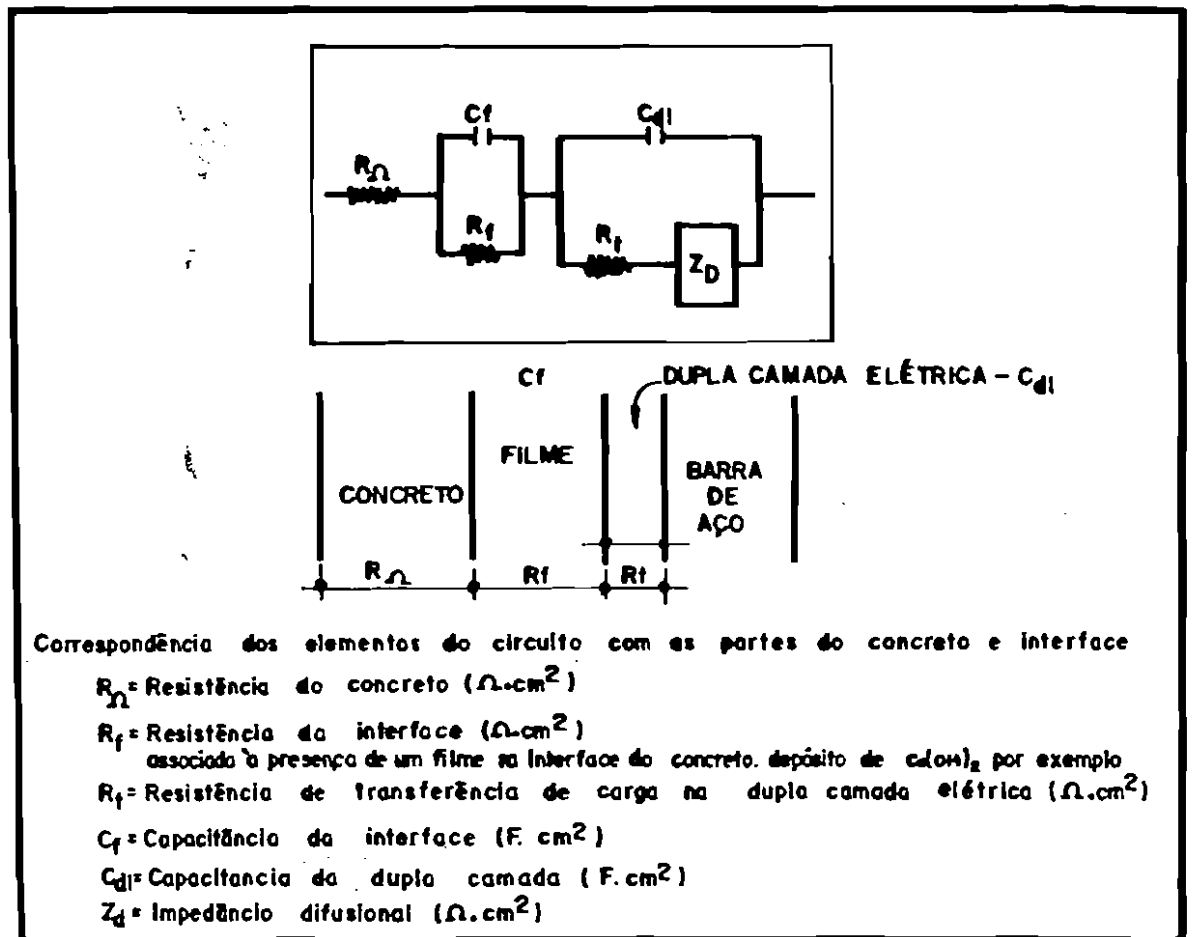


FIGURA II-20. Circuito equivalente utilizado nos estudos de impedância eletroquímica.

Esta técnica requer equipamento especial incluindo computador e programa sofisticado para processamento dos resultados<sup>75</sup>. Em geral é mais demorada que as medidas efetuadas com base à resistência de polarização e ainda não tem aplicação em obras sendo utilizada somente em estudos laboratoriais.

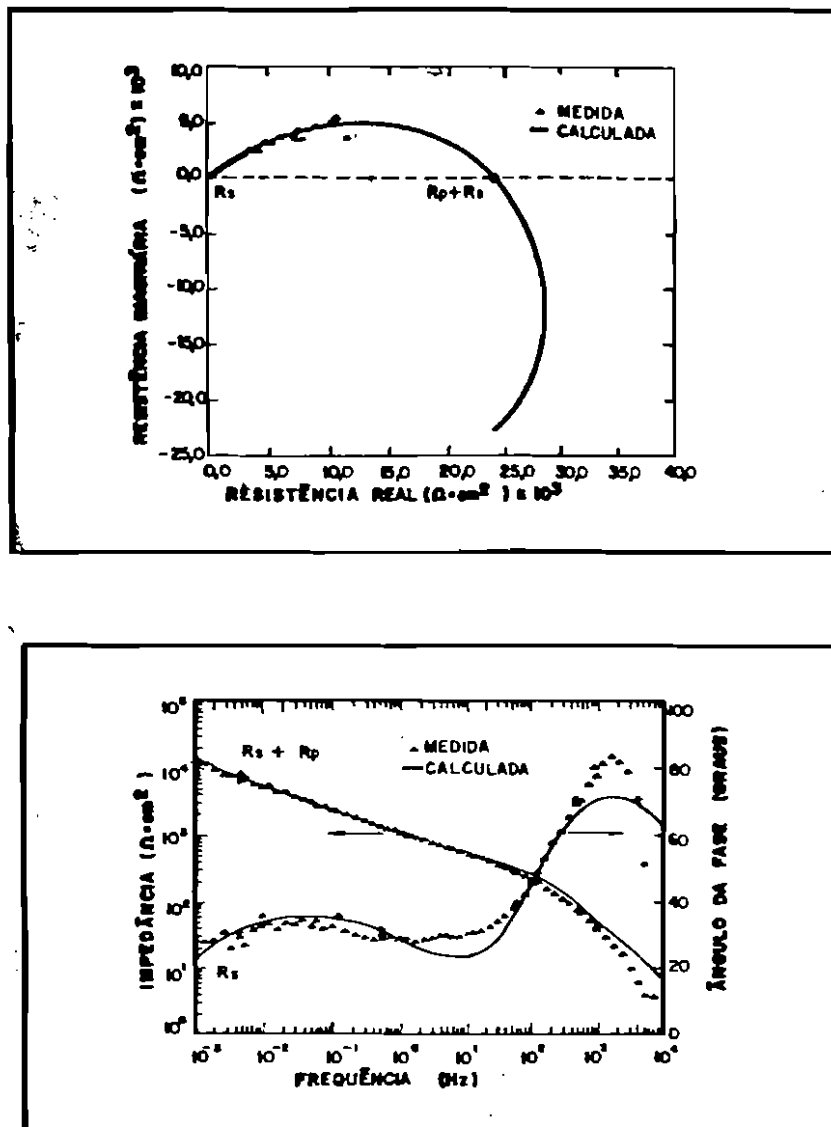
Os resultados são expressos em resistência de polarização,  $R_p$  em  $\Omega \cdot \text{cm}^2$ , ou em corrente de corrosão,  $i_{\text{corr}}$ , em  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ , ou ainda em taxa de corrosão,  $r$ , em mm/ano. Esses valores são obtidos a partir da construção dos diagramas de Nyquist<sup>76</sup> ou de Bode<sup>77</sup> conforme apresentados na Fig.II-21<sup>78</sup>.

<sup>75</sup> BERKE, Neal S.; HICKS, Maria C. Electrochemical Methods of Determining the Corrosivity of Steel in Concrete. In: Robert Baboian; S. W. Dean, eds. Corrosion Testing and Evaluation. Philadelphia, ASTM, 1990. p. 425-40 (STP 1000)

<sup>76</sup> Harry Nyquist engenheiro americano da área de comunicações conhecido por haver formulado o teorema que rege o conceito de intervalo de emissão de ondas de rádio e comunicações.

<sup>77</sup> Johann Elert Bode ( 1747 - 1826 ) astrônomo alemão famoso por descobrir uma expressão matemática empírica para calcular a distância média do sol aos planetas.

<sup>78</sup> JONES, Denny A. Principles and Prevention of Corrosion. New York, 1992. p. 163



**FIGURA II-21.** Diagramas de Nyquist (a) e Bode (b) para determinação da resistência de polarização,  $R_p$ . Exemplo para aço em água a 32 °C contendo 0,1% de  $Cl^-$ , 0,001% de  $Zn^{2+}$  e inibidor de corrosão à base de cromato de potássio a 0,0025%. (JONES, D. A., 1992)<sup>78</sup>

### Ruídos eletroquímicos

Trata-se de metodologia de recente aplicação ao sistema concreto-armadura, baseada na observação de pequenas flutuações do potencial de eletrodo ou da corrente de corrosão, em torno ao ponto médio de equilíbrio. Essas flutuações são denominadas ruídos eletroquímicos e podem dar informações sobre a morfologia do ataque, especialmente na identificação de corrosão por pites, típicas de presença de cloretos. A técnica utiliza equipamento similar ao de medidas de potencial "ASTM C 876" porém com voltímetro de alta impedância  $\geq 10 \text{ G}\Omega$ , e com resolução de microvolts pois as flutuações a serem observadas são dessa ordem ou no máximo da ordem de milivolts.

Como na maioria das metodologias os resultados são expressos com base na resistência de polarização,  $R_p$ , ou com base na corrente de corrosão,  $i_{corr}$ . Esses valores são obtidos a partir de cálculos como por exemplo os sugeridos por Dawson e colaboradores<sup>79</sup>, a saber,

$$R_p = 2 \cdot R_n + R_s \quad \text{onde:}$$

- $R_p$  = resistência de polarização
- $R_n$  = resistência devida à flutuação ( ruído )
- $R_s$  = resistência do revestimento de concreto e interface concreto-eletrodo de referência

Na Fig.II-22 apresentam-se resultados típicos que podem ser obtidos com a utilização desta metodologia. As aplicações práticas em obra são ainda incipientes e demoradas pois uma única leitura pode tardar mais de meia hora, além do risco de registrar flutuações devidas a regiões afastadas da região em estudo pois as medidas são de pequena intensidade e sujeitas a interferências.

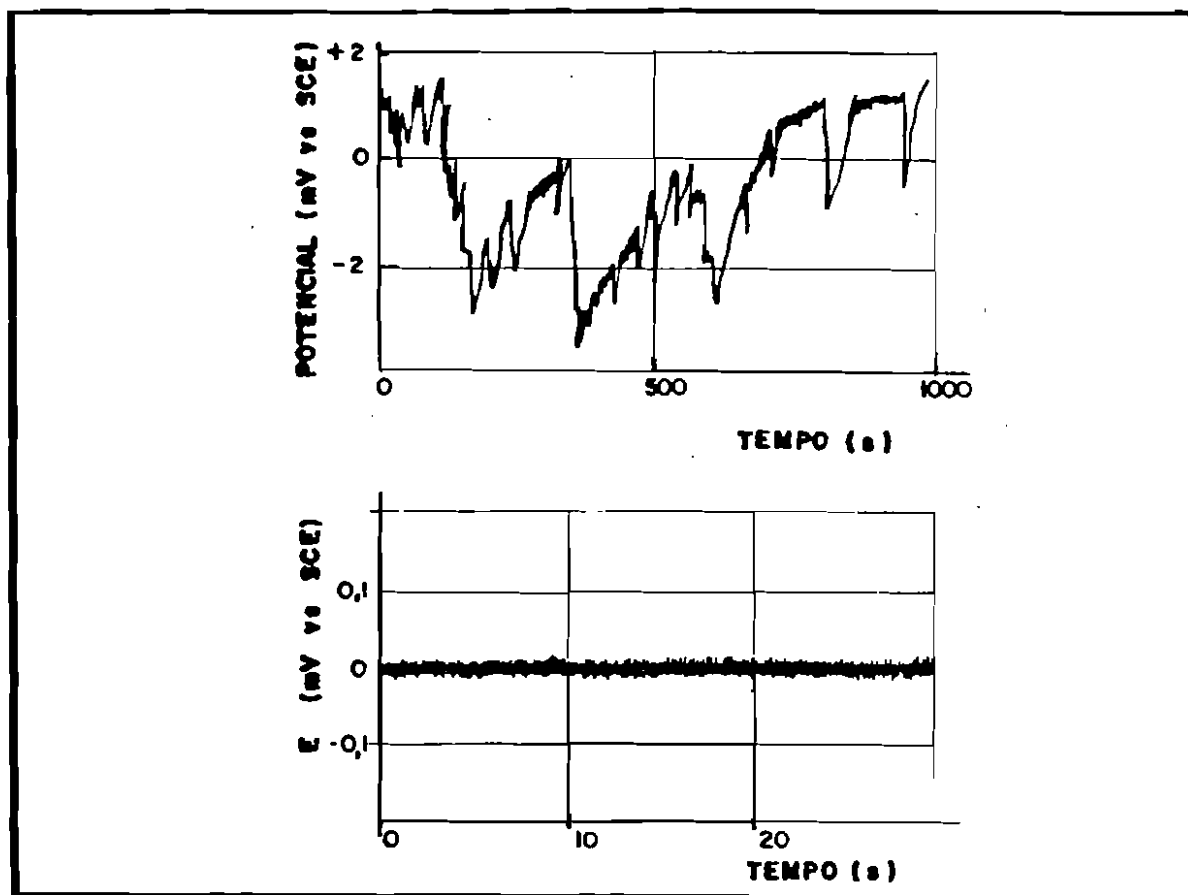


FIGURA II-22. Representação gráfica das flutuações de potencial, ruído eletroquímico, para a condição passivada (a) e despessivada por cloretos (b). (MATOS, O. C., 1991)<sup>74</sup>

<sup>79</sup> DAWSON, J. L. et al. Electrochemical Methods for the Inspection and Monitoring of Corrosion of Reinforced Steel in Concrete. In: C. L. Page; K. W. J. Treadaway; P. B. Bamforth, eds. Corrosion of Reinforcement in Concrete. London, Elsevier, 1990. p. 358

## 2.8 Ensaio Complementares

Além dos ensaios específicos citados anteriormente é recomendável proceder a ensaios convencionais de caracterização realizados;

- no concreto
- na armadura
- no sistema concreto-armadura-meio ambiente

### No concreto

Para caracterização complementar do concreto é recomendável proceder às seguintes determinações;

- *Teor de água no concreto fresco.* método de ensaio:  
"ASTM C 1079. Standard Test Methods for Determining the Water Content of Freshly Mixed Concrete".
- *Absorção de água e volume de vazios.* método de ensaio:  
"ASTM C 642. Standard Test Method for Specific Gravity, Absorption, and Voids in Hardened Concrete" ou "NBR 9778 - 87 Argamassa e concreto endurecidos. Determinação da absorção de água por imersão - Índice de vazios - massa específica. Método de ensaio."
- *Resistência à compressão.* método de ensaio:  
"NBR 5739 - 80 Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto. Método de ensaio."
- *Resistência à tração.* método de ensaio:  
"NBR 7222 - 83 Argamassa e concreto. Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Método de ensaio."
- *Módulo de deformação longitudinal.* método de ensaio:  
"NBR 8522 - 84 Concreto. Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação. Método de ensaio."
- *Natureza e distribuição dos poros.* metodologia de ensaio:  
"Podem ser utilizadas várias técnicas sendo as mais conhecidas a da adsorção de gases; a da intrusão de mercúrio; a da observação direta; a do teor de água evaporável; a da determinação da porosidade por ressaturação e a da substituição de solventes<sup>80,81</sup>. Os mais utilizados e de melhor resposta têm sido o de intrusão de mercúrio e o de observação direta através de microscópio ótico acoplado a computador que pode realizar a medida dos diâmetros, do espaçamento médio entre poros, do número de poros e todos os demais parâmetros estatísticos relevantes de várias secções em minutos. Neste caso trabalha-se com secções cortadas, polidas e impregnadas de corante para facilitar contraste."

### Na armadura

Para caracterização complementar da armadura é recomendável proceder às seguintes determinações;

<sup>80</sup> DAY, R. L.; MARSH, B. K. Measurement of Porosity in Blended Cement Paste. *Cement and Concrete Research*, v. 18, p. 63-73, 1988.

<sup>81</sup> BERISSI, R., BONNET, G.; GRIMALDI, G. Mesure de la Porosité Ouverte des Bétons Hydrauliques. Paris, *Bulletin de Liaison de Laboratoire des Ponts et Chaussées*, n. 142, p. 59-67, Mar. Avr. 1986.

- **Resistência à tração.** método de ensaio:  
 “NBR 6152 Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração de Materiais Metálicos. Método de ensaio.” ou “NBR 6207 Arame de Aço - Ensaio de Tração. Método de ensaio.” ou “NBR 6349 Fio, Barra e Cordoalha de Aço para Armaduras de Protensão - Ensaio de Tração. Método de ensaio.”
- **Módulo de elasticidade.** método de ensaio:  
 “NBR 6152 Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração de Materiais Metálicos. Método de ensaio.”
- **Dobramento.** método de ensaio:  
 “NBR 6004 Arames de Aço - Ensaio de Dobramento Alternado. Método de ensaio.” ou “NBR 6153 Determinação da Capacidade de Dobramento de Produtos Metálicos. Método de ensaio.”

#### **No sistema concreto-armadura-meio ambiente**

Como determinações complementares pode-se proceder ao registro das características geométricas dos corpos de prova ou dos componentes estruturais assim como, no caso de estruturas, sua caracterização topográfica com indicação de direções preferenciais de vento. Os seguintes métodos de ensaio adotados pela “American Society for Testing and Materials - ASTM” são também disponíveis como “guias” para estudos de corrosão das armaduras em concreto armado pois estão mais dirigidos para estudo de corrosão em metais;

- B 117 Method of Salt Spray (Fog) Testing
- B 287 Method of Acetic Acid-Salt Spray (Fog) Testing
- E 104 Practice for Maintaining Constant Relative Humidity by Means of Aqueous Solutions
- G 43 Method of Acidified Synthetic Sea Water (Fog) Testing
- G 85 Practice for Modified Salt Spray (Fog) Testing
- G 87 Practice for Conducting Moist SO<sub>3</sub> Tests
- G 31 Practice for Laboratory Immersion Corrosion Testing of Metals
- G 60 Method for Conducting Cyclic Humidity Tests
- G 46 Practice for Examination and Evaluation of Pitting Corrosion
- G 16 Guide for Applying Statistics to Analysis of Corrosion Data



### Capítulo III

## PERDA DA PROTEÇÃO E CINÉTICA DA REAÇÃO

### 3.1 Sintomatologia

A armadura dentro do concreto está protegida contra a corrosão por uma barreira física e preponderantemente devido ao fenômeno da passivação conferida pela alta alcalinidade da solução intersticial do concreto.

A perda dessa proteção ocorre em geral através da ação de elementos agressivos, originários de fontes externas, que atuando sobre a estrutura de concreto por certo período de tempo, reduzem a elevada alcalinidade original ou atingem a superfície da armadura por qualquer um dos mecanismos de transporte de massa ou de íons, a saber; absorção capilar de líquidos, difusão de gases e líquidos por gradiente de concentração, permeabilidade a gases e a líquidos por gradientes de pressão, e migração de íons em líquidos por ação de um campo elétrico.

O estado de passivação pode até mesmo nem ser alcançado, quando teores elevados de elementos agressivos forem incorporados involuntariamente ao concreto durante a sua dosagem e amassamento.

Nas regiões em que o concreto não é adequado, ou não cobre, ou cobre deficientemente a armadura, a corrosão pode instalar-se. Os produtos da corrosão, constituídos de óxi-hidróxidos de ferro podem ocupar volume várias vezes superior ao volume original do aço da armadura podendo ocasionar pressões de expansão da ordem de 15 MPa. Na Fig.III-1 apresenta-se os volumes relativos de alguns dos principais produtos da corrosão, comparativamente ao volume do metal ferro, segundo Nielsen<sup>1</sup>.

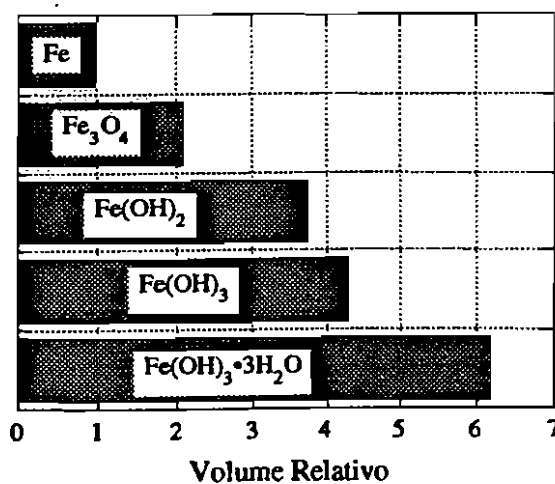


FIGURA III-1. Expansão típica de alguns produtos da corrosão do aço. (NIELSEN, 1976)<sup>1</sup>

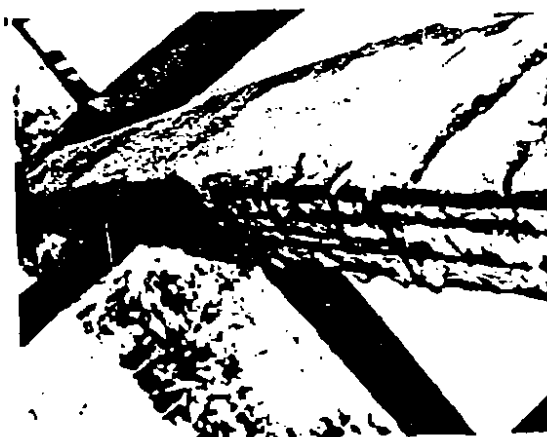
<sup>1</sup> Nielsen Apud TUUTTI, Kyosti. Corrosion of Steel in Concrete. Stockholm, Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982. p. 96

Pode ainda ser considerado<sup>2</sup> o óxido de ferro-FeO, com volume entre o metal ferro e o óxido ferroso-Fe<sub>3</sub>O<sub>4</sub>, e o óxido férrico-Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, muito comum nos produtos de hidratação, com volume levemente superior ao volume do óxido ferroso-Fe<sub>3</sub>O<sub>4</sub>.

Essas tensões provocam inicialmente a fissuração do concreto na direção paralela à direção longitudinal da armadura corroída, facilitando o ingresso de agentes agressivos, da água/umidade e do oxigênio, acelerando o processo e ocasionando o destacamento do concreto de cobertura conforme mostrado na Foto III-1. O fenômeno tanto pode ocorrer em relação à armadura principal quanto em relação a estribos que geralmente estão ainda mais próximos da superfície do componente estrutural, conforme Foto III-2.



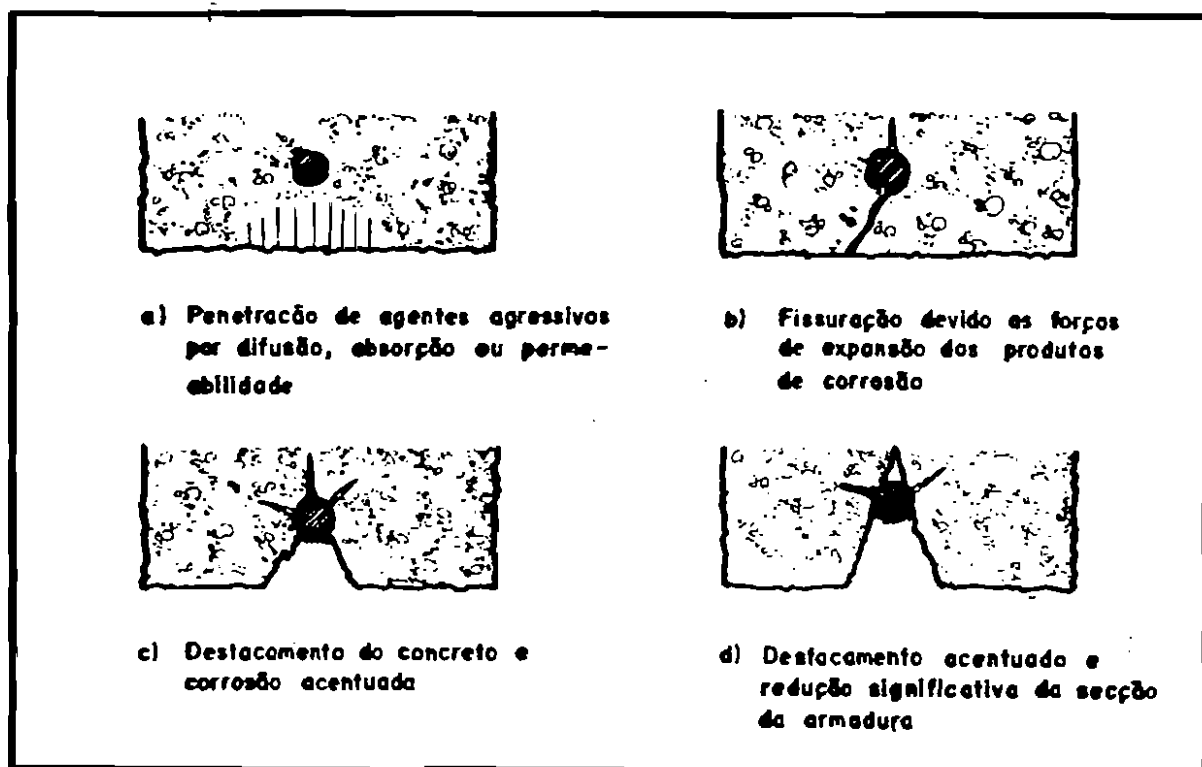
*FOTO III-1. Destacamento do concreto de cobertura devido às forças de expansão dos produtos da corrosão.*



*FOTO III-2. Corrosão acentuada de estribos em vigas e pilares. Em geral as fissuras não são profundas e o destacamento do concreto de cobertura ocorre rapidamente.*

<sup>2</sup> MEHTA, P. Kumar. Concrete in the Marine Environment. New York, Elsevier, 1991. p. 78

Os agentes agressivos penetram no concreto através de três mecanismos principais, conforme indicado na Fig.III-2<sup>3,4</sup>. A absorção capilar é o mais comum e intenso, seguido pela difusão e a permeabilidade por gradiente de pressão. Após despassivada a armadura, os campos elétricos gerados pelas pilhas de corrosão eletroquímica, dão origem a um mecanismo secundário de movimento de íons, denominado migração, que também contribui para a penetração dos agentes agressivos.



**FIGURA III-2. Sequência esquemática de deterioração progressiva de estruturas de concreto armado devido à corrosão das armaduras. (SHAFFER Jr., T. F., 1971 & CAIRONI, M., 1977)<sup>3,4</sup>**

Deflagrada a corrosão, na maioria das vezes aparecem manchas marrom-avermelhadas na superfície do concreto e bordas de fissuras e armaduras, completando a configuração típica dos sintomas patológicos característicos de um problema de corrosão de armaduras em concreto armado, conforme mostrado esquematicamente na Fig.III-2.

Devido a dificuldade maior de assegurar o cobrimento das armaduras em lajes pois estas são de pequena espessura, cobrem grandes áreas, as armaduras são finas e durante a concretagem constituem a "pista" de movimentação de pessoal e equipamentos, são nesses componentes estruturais onde registra-se grande incidência de corrosão. Em pilares e vigas o primeiro indício geralmente não é dado pela armadura principal e sim pelos estribos que

<sup>3</sup> SHAFFER Jr., T. F. Aço Galvanizado para Estruturas de Concreto Armado. In: Simpósio Sul-Americano de Corrosão Metálica, 2., Rio de Janeiro, 1971. Anals. Rio de Janeiro, ABRACO, IBP, 1971. p. 233-39

<sup>4</sup> CAIRONI, Mário. Patologia e Restauro dei Conglomerati in Ambiente Marino. *Industria Italiana del Cemento*, v. 48, n. 9, p. 2-9, 1977.

muitas vezes apoiam-se diretamente nas fôrmas, sem cobrimento adequado de concreto. No entanto, sempre que o cobrimento de concreto aos estribos superar cerca de 2 cm, dificilmente o concreto de cobrimento dos estribos será fissurado ou destacado, principalmente nas regiões onde o concreto esteja sob compressão. Nesses casos o sintoma típico do componente estrutural será apresentar diretamente a fissura longitudinal devida à corrosão da armadura principal.

Cabe ressaltar que os maiores riscos de aparecimento de corrosão, felizmente, nem sempre coincidem com os locais de maior gravidade do problema. Enquanto a maior incidência do problema é em lajes e estribos, do ponto de vista da segurança estrutural é mais grave a corrosão das armaduras principais de pilares, vigas e lajes, nessa ordem.

O fenômeno da corrosão é muito dependente do micro-clima que circunde as diferentes regiões de uma mesma estrutura. É assim que sob mesmas condições construtivas, a corrosão iniciar-se-á nos locais mais quentes, mais úmidos porém não saturados, onde haja condensação e secagem, onde as heterogeneidades e ciclos de molhagem e secagem sejam maiores. Daí a grande incidência em garagens, vestiários, banheiros, cozinhas, áreas de serviço, reservatórios de água, tanques, marquises, fachadas em geral e pilares do térreo.

Nos componentes estruturais onde o concreto sofre esforços de tração com fissuras, tais como peças fletidas projetadas em estágio II e III, o risco de aparecimento de corrosão é mais acentuado, conforme apresentado na Fig.III-3 fruto de extenso levantamento efetuado em estruturas marítimas por Bury e Domone<sup>5</sup>, nos Estados Unidos.

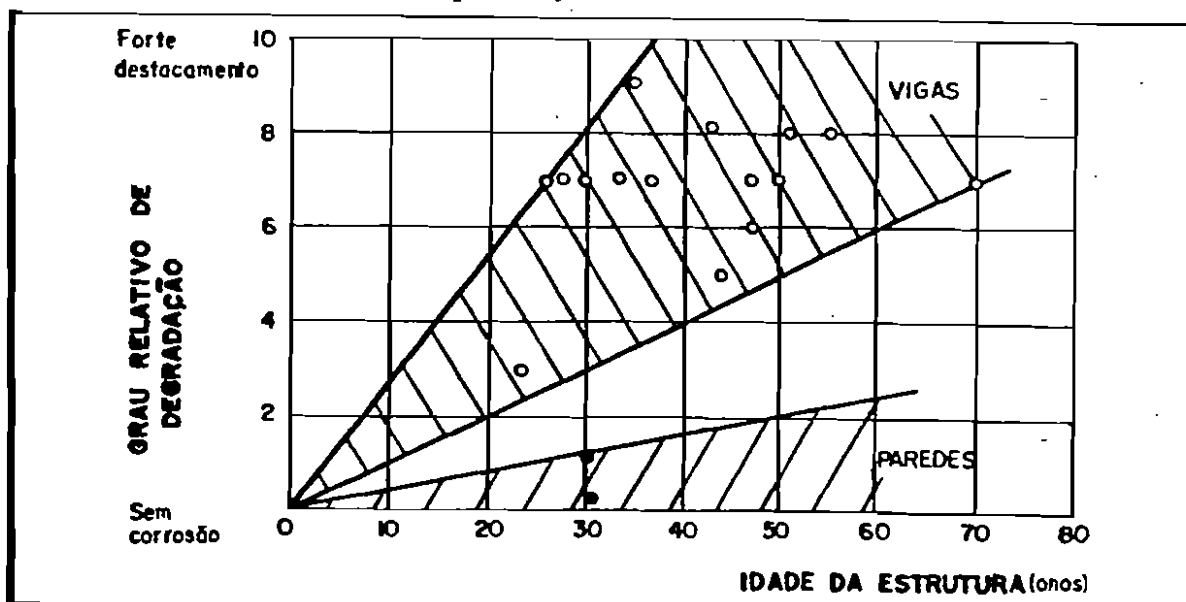


FIGURA III-3. Grau de degradação de diferentes componentes de estruturas marítimas, na zona de variação da maré e respingos. (BURY, M. R. C. S. & DOMONE, P. L., 1974)<sup>5</sup>

<sup>5</sup> BURY, M. R. C. S.; DOMONE, P. L. The Role of Research in the Design of Concrete Offshore Structures. In: Annual Offshore Technology Conference, 6., Houston, 1974. Proceedings. New Jersey, IEEE, 1974. v.1, p. 155-70

O risco de corrosão também aumenta nas regiões angulosas, arestas e cantos da estrutura conforme mostrado na Foto III-3. É sempre aconselhável projetar estruturas com cantos e arestas arredondadas assim como aumentar o cobrimento em situações e locais de agressividade acentuada.



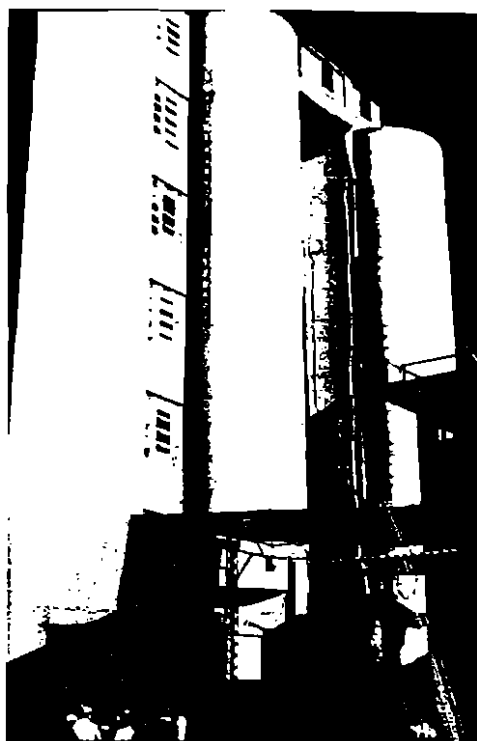
*FOTO III-3. Regiões angulosas, arestas e cantos vivos de componentes estruturais aumentam os riscos de aparecimento de corrosão.*

Em algumas situações especiais onde predomine a corrosão por cloretos ou onde o concreto seja mais poroso e com capacidade de “acomodar” os produtos expansivos da corrosão, pode ocorrer corrosão sem fissuras, sem destacamento do concreto de cobrimento ou até mesmo, em situações ainda mais raras, sem manchas externas de corrosão. Esses casos são graves pois o fenômeno pode desenvolver-se sem sinais externos visíveis acarretando a ruína da estrutura, tais como o ocorrido na ponte que suportava três adutoras em São Paulo<sup>6</sup> e no silo de armazenamento de cereal a granel em Itajaí, Santa Catarina, conforme mostrado nas Fotos III-4 e III-5, respectivamente.



*FOTO III-4. Queda da ponte suporte da adutora de água potável no bairro do Socorro/SP. Processo de corrosão interna dos tirantes de aço sem manifestação visível.*

<sup>6</sup> FRANÇA & UNGARETTI Consultoria e Projetos S.C. Ltda. Relatório sobre a Ruína da Ponte de Transposição do Rio Pinheiros, Junto à Ponte do Socorro, que Suportava Três Adutoras. São Paulo, maio 1989.



**FOTO III-5. Queda do silo de armazenamento de cereal a granel na cidade de Itajaú/SC. Processo de corrosão interna da armadura sem manifestação externa visível.**

A fonte de cloretos pode muitas vezes ter origem no próprio sistema construtivo como por exemplo a lavagem de fachadas de pastilhas com ácido muriático que nada mais é que ácido clorídrico comercial. A combinação desse procedimento com componente de concreto poroso capaz de absorver esse agente agressivo e não fissurar devido à expansão dos produtos da corrosão, pode conduzir a fracassos de grande monta como o ocorrido nos quatro mil "brise soleil" da fachada de um hospital localizado em Recife, conforme apresentado na Foto III-6.



**FOTO III-6. Manchas superficiais de corrosão em componentes armados sem ocorrência de fissuração ou destacamento do concreto de cobertura. Concreto leve e de elevada porosidade.**

Sendo a corrosão um fenômeno preponderantemente eletroquímico, em meio aquoso, é comum a descontinuidade do fenômeno nas barras. Dessa forma regiões corroídas alternam com regiões não corroídas tanto na direção longitudinal da barra quanto na direção transversal, conforme mostrado na Foto III-7.



*FOTO III-7. Processo essencialmente eletroquímico gera trechos corroídos alternados com não corroídos, correspondentes a zonas anódicas e catódicas.*

São várias as formas da armadura perder ou nem sequer obter a condição de passivação, corroendo-se e deteriorando o componente estrutural. Apesar de serem várias as formas de perda da passivação, os fenômenos propriamente ditos responsáveis por essa perda da proteção são basicamente dois: o fenômeno da carbonatação e o da contaminação por cloretos, que a seguir passam a ser analisados nas seções 3.2 e 3.3.

Rompida a proteção e instalado o processo corrosivo, a sua velocidade e progresso passa a depender preponderantemente da resistividade elétrica do concreto e da difusão do oxigênio no cátodo, fatores discutidos nas seções 3.4 e 3.5. Um maior teor de cloretos assim como uma maior mobilidade destes por ação do campo eletroquímico gerado pela pilha de corrosão, também pode acelerar a velocidade de corrosão.

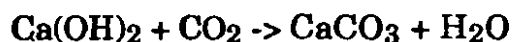
Finalmente são abordados outros fatores de importância para o fenômeno da corrosão que tanto contribuem para a perda mais rápida da proteção (termodinâmica da reação) quanto para a aceleração (cinética) do processo corrosivo, a saber; fissuração, correntes erráticas, micro-clima e atmosfera circundante, abordados nas seções 3.6, 3.7, 3.8 e 3.9.

### 3.2 Carbonatação

#### Mecanismo

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

O processo de transformação, por ação do gás carbônico- $\text{CO}_2$ , dos compostos do cimento hidratado em carbonatos, denominado carbonatação do concreto, ocorre lentamente segundo a reação principal;



A carbonatação, apesar de responsável por um incremento pequeno de retração, não prejudica por si só o concreto simples. Até pelo contrário, concretos carbonatados são mais resistentes e mais impermeáveis à penetração de agentes agressivos que os mesmos concretos não carbonatados. O problema ocorre com a redução da alcalinidade da solução presente nos poros ao redor das armaduras. O pH de precipitação do carbonato de cálcio,  $\text{CaCO}_3$ , de 8,3 a 9 à temperatura ambiente, reduz substancialmente as condições de estabilidade química da capa ou película passivadora do aço, conforme conceituada no capítulo I, seção 1.4.

O hidróxido de cálcio- $\text{Ca(OH)}_2$  é menos solúvel que os outros álcalis do cimento, o hidróxido de sódio- $\text{NaOH}$ , e o hidróxido de potássio- $\text{KOH}$ . Dessa forma o hidróxido de cálcio encontra-se, na solução presente nos poros do concreto, normalmente na forma de cristais enquanto os outros estão dissolvidos na forma de íons. Como a solubilidade do  $\text{Ca(OH)}_2$  depende da concentração de  $\text{OH}^-$  na solução intersticial, a reação de carbonatação começa através dos álcalis  $\text{NaOH}$  e  $\text{KOH}$  passando a seguir ao  $\text{Ca(OH)}_2$ . A longo prazo os silicatos e aluminatos também podem ser atacados e transformados em carbonatos cálcicos, alumina e sílica hidratada, deteriorando ainda mais a pasta de cimento Portland. A chamada frente de carbonatação comporta então uma série de reações complexas e intermediárias sendo o carbonato de cálcio,  $\text{CaCO}_3$ , o produto preponderante no final do processo<sup>7</sup> assim como o produto característico do fenômeno.

A penetração do gás carbônico no concreto dá-se preponderantemente por um mecanismo de difusão. Os mecanismos de aborção capilar e migração de íons não se aplicam ao caso. Dificilmente haverá casos de gradientes significativos de pressão que

<sup>7</sup> TUUTTI, Kyosti. *Corrosion of Steel in Concrete*. Stockholm, Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982. p. 25



justifiquem a ocorrência de mecanismos do tipo permeabilidade. Portanto na maioria dos casos trata-se de gradientes de concentração de  $\text{CO}_2$ . Influirá a concentração de  $\text{CO}_2$  no ambiente externo, junto à estrutura, comparativamente à concentração de  $\text{CO}_2$  nos poros capilares do concreto de cobertura das armaduras. Em poros saturados de água a difusão de  $\text{CO}_2$  será desprezível e em poros excessivamente secos faltará água para que a reação ocorra. O modelo matemático clássico que tem sido adotado para representar e prever a evolução da difusão do  $\text{CO}_2$  e conseqüentemente da profundidade de carbonatação com o tempo é:

$$e_{\text{CO}_2} = k_{\text{CO}_2} \cdot \sqrt{t} \quad \text{onde;} \quad (\text{eq. III-1})$$

$e_{\text{CO}_2}$  = espessura ou profundidade carbonatada, geralmente em mm

$t$  = tempo de exposição ao  $\text{CO}_2$ , geralmente em anos

$k_{\text{CO}_2}$  = constante que depende da difusividade do  $\text{CO}_2$ <sup>8</sup>, do gradiente de concentração de  $\text{CO}_2$  e da quantidade retida<sup>9</sup> de  $\text{CO}_2$ , em  $\text{mm/ano}^{1/2}$

Para interiores nos quais as condições ambientais permanecem praticamente constantes esse modelo tem representado bem a realidade. No entanto, para ambientes exteriores a profundidade de carbonatação efetivamente encontrada tem sido inferior ao previsto pelo modelo da eq. III-1, conforme mostrado na Fig. III-4.

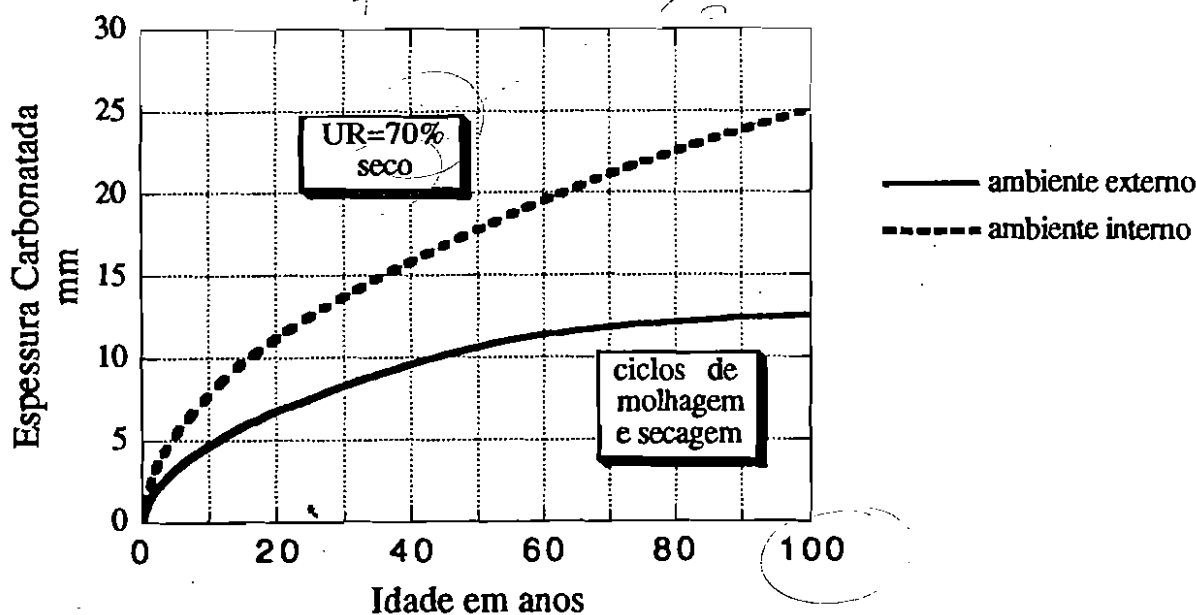


FIGURA III-4. Representação esquemática da evolução da carbonatação com o tempo, em componentes estruturais submetidos a ambientes interiores e a ambientes exteriores sujeitos a ciclos de molhagem e secagem.

<sup>8</sup> Que por sua vez é dependente do grau de umidade dos poros do concreto, ou seja, variável em função da umidade relativa do ambiente.

<sup>9</sup> Por quantidade retida de  $\text{CO}_2$  entende-se a quantidade de  $\text{CO}_2$  que reagiu com os produtos alcalinos da hidratação do cimento Portland formando carbonatos. Dessa forma para uma mesma permeabilidade e porosidade da pasta e sob um mesmo gradiente de pressão ou concentração de  $\text{CO}_2$ , o concreto de maior reserva alcalina, ou seja, de maior teor de álcalis, terá uma profundidade de carbonatação menor.

Essa distinção do fenômeno para ambientes internos e para externos, foi proposta por Schiessl<sup>10</sup> com base a investigações experimentais nas quais observou que os concretos umedecem muito mais rapidamente que secam por perda de água evaporada em períodos de seca. O resultado disso é que os concretos no exterior, submetidos a ciclos de molhagem e secagem, permanecem mais tempo úmidos, condição na qual há uma significativa redução da difusão do gás carbônico, CO<sub>2</sub>, reduzindo a velocidade de carbonatação.

Em recente publicação Mehta, Schiessl e Raupach<sup>11</sup> noticiam que a profundidade carbonatada pode estar numa relação de 1 : 0,7 : 0,2 segundo esteja o concreto em ambiente de laboratório ( 20°C, UR = 65% ), em ambiente externo protegido de chuvas ou em ambiente externo à intempérie, respectivamente. Na realidade essa relação depende da frequência e duração dos períodos de molhagem e secagem do concreto, da temperatura ambiente e da própria porosidade do concreto que controla a velocidade de absorção e secagem do concreto da região superficial. Em outras palavras depende do microclima e da atmosfera onde está localizada a estrutura.

Com base nessas observações experimentais Schiessl<sup>10</sup> propôs o seguinte modelo empírico;

$$t = \frac{A}{B} \left( e_{CO_2} + \frac{D_{efCO_2} \cdot \Delta C_{CO_2}}{B} \cdot \ln \left( 1 - \frac{e_{CO_2}}{\frac{D_{efCO_2} \cdot \Delta C_{CO_2}}{B}} \right) \right) \quad \text{onde; (eq. III-2)}$$

*que é empírico*

$t$  = tempo de exposição ao CO<sub>2</sub> ( s )

$e_{CO_2}$  = espessura ou profundidade carbonatada no tempo  $t$  ( m )

$A$  = quantidade de CO<sub>2</sub> que fica retida formando carbonatos ( kg/m<sup>3</sup> )

$B$  = fator ambiental de retardamento ( kg/m<sup>2</sup>·s )

$D_{efCO_2}$  = coeficiente efetivo de difusividade do CO<sub>2</sub> no concreto ( m<sup>2</sup>/s )

$\Delta C_{CO_2}$  = diferença de concentração de CO<sub>2</sub> na superfície do concreto e na frente de carbonatação ( kg/m<sup>3</sup> )

Apesar de trazer importantes contribuições para o entendimento do fenômeno de carbonatação, o modelo apresentado na eq.III-2 é de discutível utilidade prática. Atualmente são conhecidos apenas alguns valores típicos de  $B$  para ambientes europeus variando de 0,8 a 2,8·10<sup>-9</sup> kg/m<sup>2</sup>·s. A determinação de  $B$  é complexa pois este depende das condições ambientais, da dosagem e composição do concreto e das dimensões do componente estrutural.

Em vista dessas dificuldades o modelo majoritariamente utilizado é o apresentado na

<sup>10</sup> Schiessl Apud CAMPBELL-ALLEN, D.; ROPER, H. Concrete Structures: Materials, Maintenance and Repair. New York, John Wiley, 1991. p. 108

<sup>11</sup> MEHTA, P. K.; SCHIESSL, P.; RAUPACH, M. Performance and Durability of Concrete Systems. In: International Congress on the Chemistry of Cement, 9., New Delhi, Nov. 1992. Proceedings. s.n.t.

eq.III-1, conforme mostrado na Fig.III-4, para ambientes internos. Com base na Fig.III-4 e na eq. III-1, pode-se afirmar que dobrar a espessura do cobrimento da armadura corresponde a multiplicar por quatro a vida útil da estrutura, em termos de carbonatação. Ao considerar estrutura sujeita a ciclos de molhagem e secagem essa relação pode ser ainda maior.

Em minuciosa investigação do estado de conservação de 152 pontes inglesas<sup>12</sup> construídas a partir de 1960 foi encontrado valor médio de espessura de cobrimento de 43,6 mm num total de 8.623 leituras. A elevada média efetivamente encontrada vem demonstrar a grande importância dada pelos construtores ingleses à espessura do cobrimento de concreto à armadura, principalmente considerando-se que no período de 1960 até hoje, o cobrimento mínimo especificado nas normas inglesas para as situações consideradas variou de um mínimo de 25 mm a um máximo de 50 mm. O mesmo trabalho mostra ainda que a espessura máxima de concreto carbonatado nessas pontes, não superou os 25 mm, mesmo para estruturas construídas nas décadas de 50 e 60, ou seja, com mais de 20 anos de idade.

Cabe considerar finalmente que  $k_{CO_2}$ , da eq. III-1, é função de vários fatores e aumenta com;

- a redução da umidade relativa do ambiente até atingir um máximo em torno de 65 a 85 %. Com  $UR \leq 50\%$  passa a faltar água para a reação de carbonatação. Acima de 95% praticamente não há carbonatação
- o aumento da relação água/cimento do concreto
- a redução do teor de  $Ca(OH)_2$  nos poros do concreto
- o aumento da porosidade e permeabilidade do concreto
- a ausência ou inadequação da cura

Para representar tantas variáveis atuando simultaneamente, Thomas e Matthews<sup>13</sup> propõem a adoção de nomogramas ao invés de equações, conforme mostrado na FigIII-5.

A seguir os fatores condicionantes enumerados anteriormente são analisados isoladamente iniciando-se pela discussão do mecanismo de penetração do  $CO_2$  no concreto.

### Penetração de $CO_2$

A penetração do gás carbônico,  $CO_2$ , no concreto de cobrimento ocorre preponderantemente por difusão. Enquanto é relativamente fácil e preciso a determinação da profundidade carbonatada, a difusão do  $CO_2$ , não tem ainda um procedimento consagrado. À medida que o gás carbônico penetra no concreto e reage com os compostos

<sup>12</sup> WALLBANK, E. J. The Performance of Concrete In Bridges. A Survey of 200 Highway Bridges. London, Her Majesty's Stationery Office-HMSO, Apr. 1989. p. 24

<sup>13</sup> THOMAS, M. D. A.; MATTHEWS, J. D. Carbonation of Fly Ash Concrete. Magazine of Concrete Research, v. 44, n. 160, p. 217-28, Sept. 1992.

hidratados do cimento, acaba alterando as próprias condições iniciais do concreto de cobrimento modificando sua micro-estrutura e a composição da solução intersticial. Essas alterações dificultam a medida da difusão, ou mesmo da permeabilidade do  $\text{CO}_2$  no concreto. Papadakis<sup>14</sup> e seus colaboradores têm trabalhado bastante neste tema nos últimos anos porém seus modelos e formulações ainda são complexos, pouco práticos e de utilidade discutível.

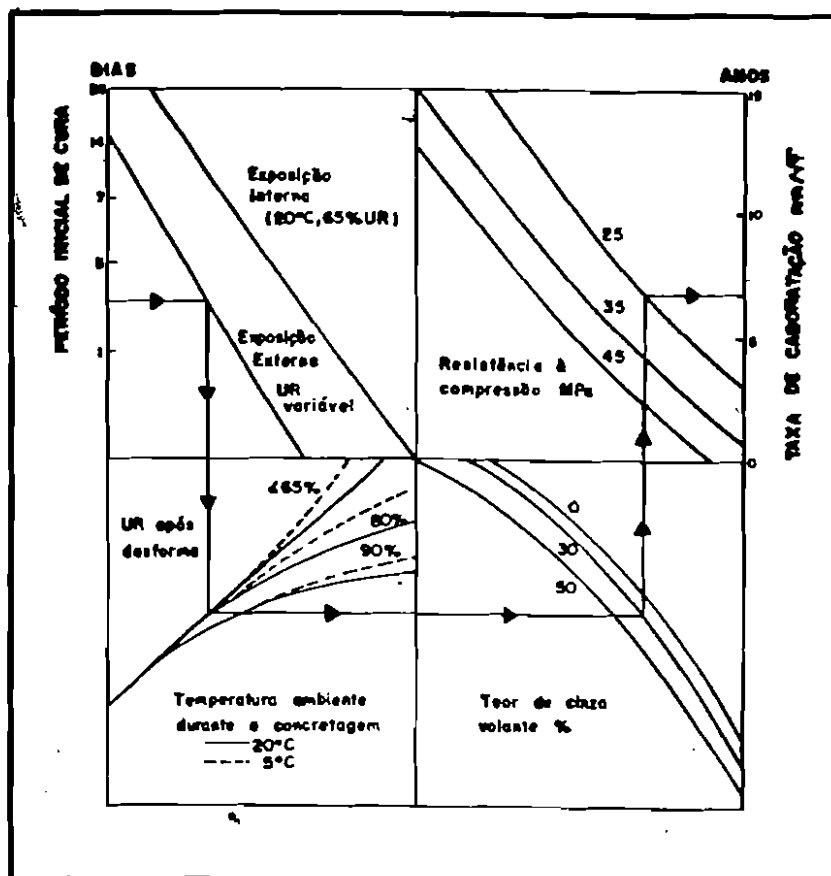


FIGURA III-5. Nomograma para predição do coeficiente  $k_{\text{CO}_2}$  da eq.III-1.  
(THOMAS, M. D. A., & MATTHEWS, J. D., 1992)<sup>13</sup>

Para contornar as dificuldades que a determinação do coeficiente de difusão ( $D_{\text{ef,CO}_2}$ ) representa, muitos pesquisadores utilizam outros gases tais como o oxigênio e o nitrogênio que não reagem com o concreto, ou até mesmo o ar<sup>15</sup>. A partir do estudo da difusão e mais comumente, por ser muito mais fácil, da permeabilidade desses gases no concreto, procuram correlações com a durabilidade das estruturas de concreto armado. Está provado que via de regra um aumento na porosidade do concreto conduz a um

<sup>14</sup> PAPANAKIS, V. G.; FARDIS, M. N.; VAYENAS C. G. Effect of Composition, Environmental Factors and Cement-Lime Mortar Coating on Concrete Carbonation. *Materials and Structures*, v. 25, n. 149, p. 293-304, June 1992.

<sup>15</sup> PERRATON, D.; CARLES-GIBERGUES, A.; AITCIN, P. C.; THENOZ, B. Air Permeability Measurement. In: Symposium on Pore Structure and Permeability of Cementitious Materials, Boston, Nov. 28-30, 1988. *Materials Research Society Symposium Proceedings*, v. 137, p. 191-201, 1988.

aumento da permeabilidade e difusividade dos gases no concreto.

Quando se trata de corrosão de armaduras e em especial a questão da carbonatação, a qualidade do concreto que realmente interessa saber e controlar é a qualidade do concreto de cobrimento e não a qualidade do interior do componente estrutural. Será a qualidade destes poucos centímetros de concreto próximos à superfície, que controlará a velocidade de penetração de gases no componente estrutural.

As metodologias atualmente disponíveis estão baseadas principalmente em dois procedimentos<sup>16,17</sup>:

a) Medidas "in situ" que tanto podem medir a permeabilidade a gases, a partir de pequenos buracos abertos no concreto através de brocas e cálices cilíndricos num processo similar à extração de testemunho, quanto os que a medem diretamente a partir da superfície do componente de concreto.

b) Medidas efetuadas em laboratório a partir de testemunhos extraídos dos componentes de concreto. As medidas em laboratório poderiam ainda ser efetuadas em corpos de prova especialmente moldados e sazoados em laboratório. Neste caso apresentariam características muito diferentes daquelas do concreto de cobrimento, na obra. Por esta razão cada vez mais a pesquisa na área tem se dirigido para os métodos efetuados sobre testemunhos da obra (mesmo que o ensaio seja feito em laboratório) ou preferencialmente para os métodos de campo, "in loco".

Nos métodos pertencentes ao primeiro grupo, um pequeno buraco cilíndrico é feito na superfície do concreto, seu fundo é selado para formar uma pequena câmara na qual é aplicado gás a pressão<sup>18</sup>. A permeabilidade do concreto da superfície, nas vizinhanças do furo pode ser avaliada pela velocidade com que a pressão dentro da câmara retorna à pressão atmosférica, fluindo através do concreto ao redor do furo. Métodos similares aplicam vácuo, ou melhor, pressão negativa<sup>19</sup> no furo fazendo o ar fluir de fora para dentro do concreto aproximando-se ainda mais da situação real de penetração dos gases no concreto.

No segundo grupo, não destrutivo, vários são os procedimentos existentes tanto baseados em sobre-pressão<sup>20</sup>, ou seja, aplicação de pressão superior à atmosférica, quanto

<sup>16</sup> MOLIN, C. Evaluation of Field Test Methods for Gas Permeability. Draft Report. RILEM TC 116-PCD, July 1990.

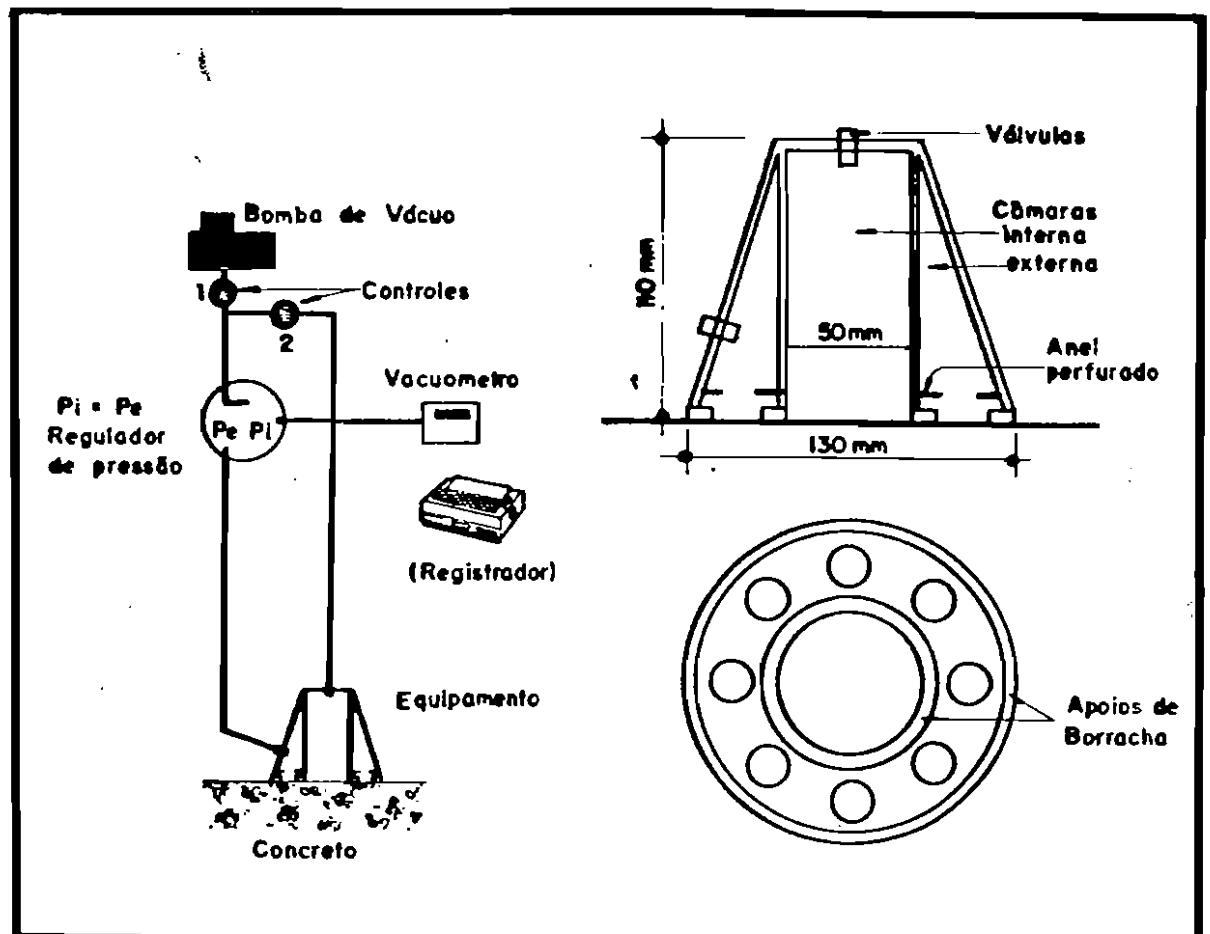
<sup>17</sup> CONCRETE SOCIETY. Permeability Testing of Site Concrete. A Review of Methods and Experience. London, The Concrete Society, Aug. 1988. (Technical Report, 31)

<sup>18</sup> REINHARDT, H. W.; MUNSBERGEN, J. P. G. In-situ Measurement of Permeability of Concrete Cover by Overpressure. In: The Life of Structures. Physical Testing. London, Butterworths, 1989. p.243-54

<sup>19</sup> FIGG, J. W. Methods of Measuring the Air and Water Permeability of Concrete. Magazine of Concrete Research, v. 25, n. 85, p. 213-19, 1973.

<sup>20</sup> BERISSI, R., BONNET, G.; GRIMALDI, G. Mesure de la Porosité Ouverte des Bétons Hydrauliques. Paris, Bulletin de Liaison de Laboratoire des Ponts et Chaussées, n. 142, p. 59-67, Mar. Avr. 1986.

em sub-pressão<sup>21</sup>. A maioria deles, no entanto, são fortemente influenciados pela permeabilidade da "pele" ou superfície do concreto, que acarreta grande variabilidade nos resultados. Essa pele não representa bem as características do concreto de cobertura que tem espessura pequena porém significativa e não pode ser representado só pelas propriedades da superfície. Para resolver tal deficiência Torrent<sup>22</sup>, desenvolveu método de ensaio, denominado "Permea-Tor" baseado numa câmara central onde o fluxo de gás pode ser considerado unidirecional à custa da existência de um anel externo de equilíbrio, conforme mostrado na Fig. III-6.



**FIGURA III-6.** Configuração esquemática do método de medida do coeficiente de permeabilidade a gases do concreto de cobertura das armaduras, através do uso de câmara dupla, em procedimento não destrutivo. (TORRENT, R., 1991)<sup>22</sup>

<sup>21</sup> KOLLEK, J. J. The Determination of the Permeability of Concrete to Oxygen by the Cembureau Method. A Recommendation. *Materials and Structures*, v. 22, p.225-30, 1989.

<sup>22</sup> TORRENT, Roberto J. A Two-Chamber Vacuum Cell for Measuring the Coefficient of Air-Permeability of the Concrete Cover on Site. s.l. Holderbank, May 1991. (Report MA.91/3878/E)

Todos os métodos de avaliação da permeabilidade a gases são altamente influenciados pelo grau de umidade do concreto, uma vez que em concretos úmidos a percolação dos gases é fortemente reduzida. Para contornar tal dificuldade, Torrent<sup>23</sup>, um dos mais ativos pesquisadores do assunto, na atualidade, propõe a combinação do ensaio de permeabilidade "Permea-Tor" com o de resistividade elétrica superficial. Também apresenta uma classificação da qualidade dos concretos de cobrimento com base no resultado do coeficiente de permeabilidade ao oxigênio- $K_{O_2}$ , considerando de excelente qualidade os concretos com  $K_{O_2} \leq 0,10 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$ , e de baixa qualidade os concretos com  $K_{O_2} \geq 3,5 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$ . No mesmo trabalho apresenta ainda uma correlação entre a espessura de carbonatação e o coeficiente de permeabilidade ao  $O_2$ .

O coeficiente de permeabilidade ao oxigênio no concreto de cobrimento, medido através desses processos diretos não destrutivos pode variar de 0,04 a  $22 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2$ , sendo fortemente influenciado pelo grau de hidratação e pela cura<sup>24</sup>, sempre referidos a concretos com cobrimento "seco". Sob iguais gradientes de pressão, o  $CO_2$  e o vapor de água devem penetrar mais lentamente que o oxigênio devido às reduzidas dimensões moleculares do  $O_2$ . Apesar de ser conhecida a influência da qualidade do concreto na permeabilidade do  $CO_2$ , nas obras reais dificilmente os gradientes de pressão são elevados, pois a pressão parcial do  $CO_2$  no ar varia de 0,3 a  $1,2 \cdot 10^{-4} \text{ MPa}$  (aprox.  $10^{-3}$  atmosferas), segundo a concentração de  $CO_2$  no local. Raramente haverá dois ambientes com pressões parciais de gás carbônico,  $CO_2$ , muito diferentes, separados por um componente de concreto armado.

### Meio ambiente

A atmosfera e o micro-clima que envolve a estrutura e os componentes estruturais de concreto têm grande influência na taxa de carbonatação.

A concentração em volume de  $CO_2$  no ar, por exemplo, pode variar de 0,03 a 0,05% em atmosferas rurais e de 0,1 a 1,2% em locais de tráfego pesado. Em certos ambientes e atmosferas viciadas tais como silos de certos materiais a granel a concentração de  $CO_2$  no ar pode atingir até 1,8%.

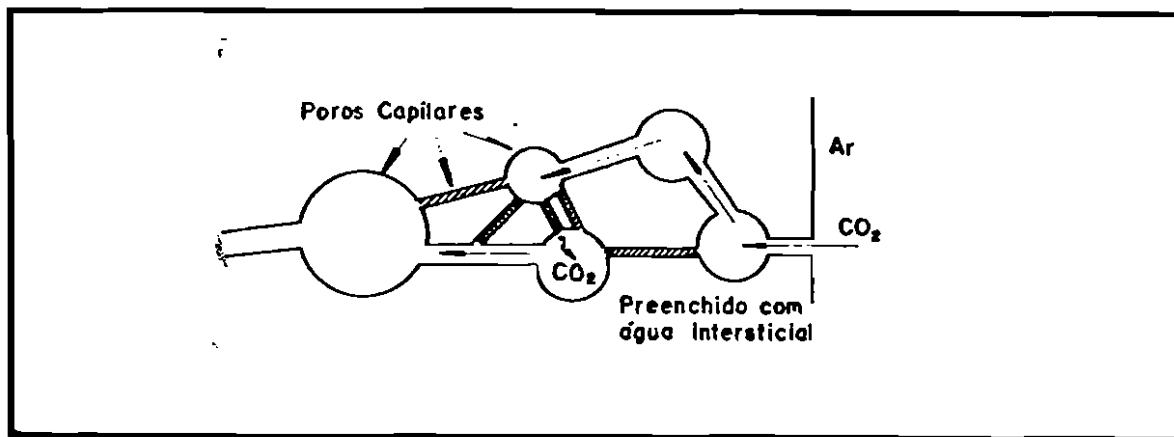
O concreto possui poros e capilares com diâmetros variando desde alguns angstroms<sup>25</sup> até milímetros. Em concretos não submersos, esses poros estão parcialmente preenchidos por água. O gás carbônico terá então que difundir-se no concreto atravessando

<sup>23</sup> TORRENT, Roberto J. Importancia de la Calidad del Recubrimiento para la Durabilidad de las Estructuras. Su Evaluación "in-situ". In: Seminário Técnico CB-18 Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados da ABNT & CIMINAS, São Paulo, 29 out. 1992. Anais. São Paulo, 1992.

<sup>24</sup> LAWRENCE, C. D. Permeability and Protection of Reinforced Concrete. In: Concrete Structures - The Need for Protection, Wakefield, 5 Dec. 1984. Anais. Wexham Springs, CCA, 1986.

<sup>25</sup> Unidade de medida equivalente a  $10^{-10} \text{ m}$  ou  $10^{-7} \text{ mm}$ , que leva esse nome em homenagem ao físico sueco Anders Jonas Angstrom (1814 - 1874) descobridor da espectroscopia.

os poros com ar e os poros com água conforme mostrado na Fig.III-7. A difusão<sup>26</sup> de CO<sub>2</sub> na fase líquida e na fase gasosa difere de um fator de aproximadamente 10<sup>4</sup>, o que faz com que a velocidade ou taxa de carbonatação seja grandemente influenciada pelo teor de umidade do concreto o qual, em última instância, depende da umidade relativa do ambiente e do micro-clima no qual está inserida a estrutura e seus componentes estruturais.



**FIGURA III-7.** Representação esquemática do percurso de difusão do CO<sub>2</sub> no concreto. Os poros capilares de maior diâmetro e que não estão preenchidos por água atuam como canais de transporte do CO<sub>2</sub>. Os capilares de reduzido diâmetro e preenchidos de água atuam como retardadores do processo de carbonatação. (TUUTTI, K., 1982)<sup>26</sup>

A temperatura tem grande influência no desenvolvimento das reações químicas e deve ser considerada na análise de durabilidade das estruturas de concreto. Este fato faz com que as questões de deterioração química nas estruturas situadas em países de clima equatorial e tropical sejam mais graves e mais intensas que nas estruturas similares situadas em climas temperados. A influência da temperatura na taxa de corrosão de uma célula de corrosão eletroquímica pode ser prevista através de uma simplificação da equação de Arrhenius<sup>27</sup>, a saber;

$$r_1 = r_0 \cdot e^{-k\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)} \quad \text{onde;} \quad \text{eq. (III-3)}$$

$r_1$  = taxa de corrosão à temperatura  $T$   
 $r_0$  = taxa de corrosão à temperatura  $T_0$   
 $k$  = constante da reação  
 $T, T_0$  = temperatura absoluta em °K

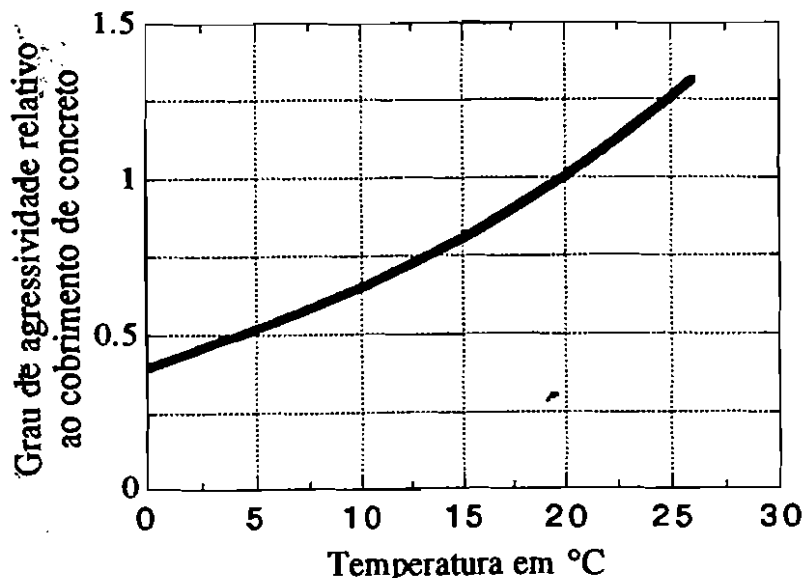
Na Fig.III-8 apresenta-se a influência da temperatura no aumento da agressividade ambiental admitindo que a espessura do cobrimento de concreto é o fator determinante da

<sup>26</sup> TUUTTI, Kyosti. *Corrosion of Steel in Concrete*. Stockholm, Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982. p. 30

<sup>27</sup> Svante August Arrhenius ( 1859 - 1927 ), químico, primeiro pesquisador sueco a receber o prêmio Nobel, em 1903. Formulador da expressão geral de influência da temperatura na velocidade das reações químicas e eletroquímicas. Sua maior contribuição para a moderna físico-química é o trabalho conhecido por "Teorias das Soluções".



taxa de deterioração. A escala das ordenadas foi definida admitindo que a agressividade é diretamente proporcional ao cobrimento necessário para produzir um risco constante de deterioração<sup>28</sup>.



**FIGURA III-8.** *Influência da temperatura na agressividade ambiental referida ao cobrimento de concreto. (CEB, 1992)<sup>28</sup>*

Em regiões urbanas densamente povoadas, os gases ácidos presentes na atmosfera são dissolvidos pela água de chuva e precipitam sobre as estruturas de concreto impregnando-as e contribuindo para a redução da alcalinidade original, favorecendo a aceleração do processo de carbonatação. Em São Paulo e regiões industriais como Cubatão, a água de chuva pode ter pH de até 3 a 4, sendo altamente agressiva.

Da mesma forma, partículas em suspensão típicas de atmosferas marinha, urbana e industrial são depositadas por impactação nas superfícies das estruturas de concreto contribuindo para a retenção de água, penetração por difusão e absorção capilar, acidificando ou neutralizando a superfície originalmente alcalina do concreto. É assim que estruturas similares, projetadas e construídas de forma semelhante apresentam diversidade na vida útil segundo o ambiente que se encontrem, especialmente do ponto de vista da carbonatação.

#### **Relação água/cimento**

A relação água/cimento tem grande influência na profundidade de carbonatação pois determina a porosidade e a permeabilidade do concreto. Diversos trabalhos e observações experimentais têm sido realizados há anos com o objetivo de avaliar a influência dessa variável na profundidade da frente de carbonatação como parâmetro de projeto de novas estruturas.

<sup>28</sup> COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON. *Durable Concrete Structures. Design Guide.* Lausanne, Thomas Telford, 1992. p. 37

O trabalho clássico de observação de estruturas reais submetidas a atmosfera industrial foi realizado por Soretz<sup>29</sup>. Esse pesquisador observou estruturas construídas com concreto de agregados miúdos de areia quartzosa e grãos de granito, com diferentes relações água/cimento variando de 0,5 a 1,1 expostas durante 20 anos a ambiente externo. Encontrou profundidade carbonatada,  $e_{CO_2}$ , variando de 10 a 25 mm para relação água/cimento de 0,95 e até  $e_{CO_2} \leq 5$  mm para  $a/c = 0,60$ . Almeida<sup>30</sup>, em observações sistemáticas efetuadas em concretos desde moldados até 730 dias de idade, encontrou forte correlação linear da profundidade de carbonatação com a relação água/cimento, obtendo  $e_{CO_2} = 33 \cdot a/c - 2,3$  para  $e_{CO_2}$  em mm, válida no intervalo de  $a/c$  variando de 0,20 a 0,42 com  $e_{CO_2}$  variando de 3 a 12 mm, nessa idade.

A quantificação experimental em laboratório da influência da relação água/cimento no processo de carbonatação tem sido realizada por diversos pesquisadores estrangeiros<sup>31,32,33</sup> e nacionais<sup>34,35</sup>, neste caso, sob orientação deste pesquisador, conforme resultados apresentados na Fig.III-9.

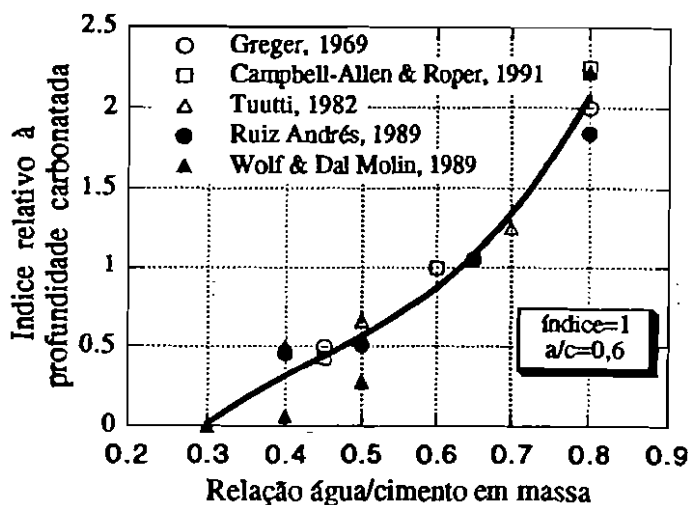


FIGURA III-9. Espessura relativa de concreto carbonatado obtida por diversos pesquisadores.

- <sup>29</sup> SORETZ, S. La Protección contra la Corrosión en los Hormigones Armado y Pretensado. *Materiales de Construcción*, n. 126, p. 30-54, 1967.
- <sup>30</sup> ALMEIDA, Ivan, R. Carbonation of High Strength Concrete with Chemical and Mineral Admixtures. In: International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, 4., Istanbul, 1992. Proceedings: Supplementary Papers. Ottawa, CANMET, ACI, 1992. p. 735-48
- <sup>31</sup> GREGER, Martín. Corrosion of Steel Due to the Carbonation of Concrete. In: International Symposium on Durability of Concrete, Praga, 1969. Proceedings. Praga, RILEM, 1969. p. D219-39
- <sup>32</sup> TUUTTI, Kyosti. Corrosion of Steel in Concrete. Stockholm, Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982. p. 54
- <sup>33</sup> CAMPBELL-ALLEN, D.; ROPER, H. *Concrete Structures: Materials, Maintenance and Repair*. New York, John Wiley, 1991. p. 109
- <sup>34</sup> RUIZ ANDRES, P. A Influência da Natureza do Aglomerante e suas Adições na Carbonatação de Argamassas e Concretos. In: Simpósio Nacional de Reforços, Reparos e Proteção das Estruturas de Concreto, São Paulo, maio 1989. Anais. São Paulo, EPUSP, 1989. p. 21-43
- <sup>35</sup> WOLF, Jairo; Dal MOLIN, Denise. Carbonatação de Argamassas e Concretos. Fatores Intervenientes. In: Simpósio sobre Patologia das Edificações: Prevenção e Recuperação. Porto Alegre, out. 1989. Anais. Porto Alegre, CPGEC, UFRGS, 1989. p. 118-33

Para uniformizar a apresentação dos resultados obtidos de cada um dos trabalhos citados, procedeu-se a uma relativização das espessuras de carbonatação obtidas, tomando-se como índice "um" aleatório de referência a profundidade de carbonatação correspondente à relação água/cimento igual a 0,60. Todas as demais passaram então a ser referidas a esse valor. A pequena variação dos índices obtidos explica-se devido à influência dos fatores anteriormente comentados tais como teor de umidade ambiente, concentração de CO<sub>2</sub>, prazo de cura úmida inicial e outros que certamente diferiram de um experimento a outro. Com base nos valores relativos médios de profundidade de carbonatação apresentados na Fig.III-9 pode-se afirmar, a título de exemplo, que uma estrutura de concreto armado com cobrimento de armadura igual a 32 mm e relação a/c=0,75 terá a mesma durabilidade, ou seja, mesma vida útil de projeto, do ponto de vista da carbonatação, que uma estrutura com concreto de a/c = 0,45 e cobrimento da armadura de apenas 10 mm.

Dessas constatações pode-se reafirmar que a espessura do cobrimento de concreto não pode ser tomada como absoluta, qualquer que seja o concreto utilizado na moldagem dos componentes estruturais. Não tem sentido fixar cobrimentos mínimos de concreto à armadura em função apenas da agressividade do ambiente, como o fazem a maioria das normas. Concretos de alta resistência à compressão,  $f_{ck} \geq 50$  MPa, assim como novos sistemas construtivos a base de pré-moldados e argamassa armada podem ser perfeitamente viabilizados com espessuras de cobrimento bem inferiores aos mínimos de norma destinada a concretos usuais, desde que a relação água/cimento seja efetivamente pequena e a execução da obra, especialmente a cura, primorosa.

#### Adições ao cimento

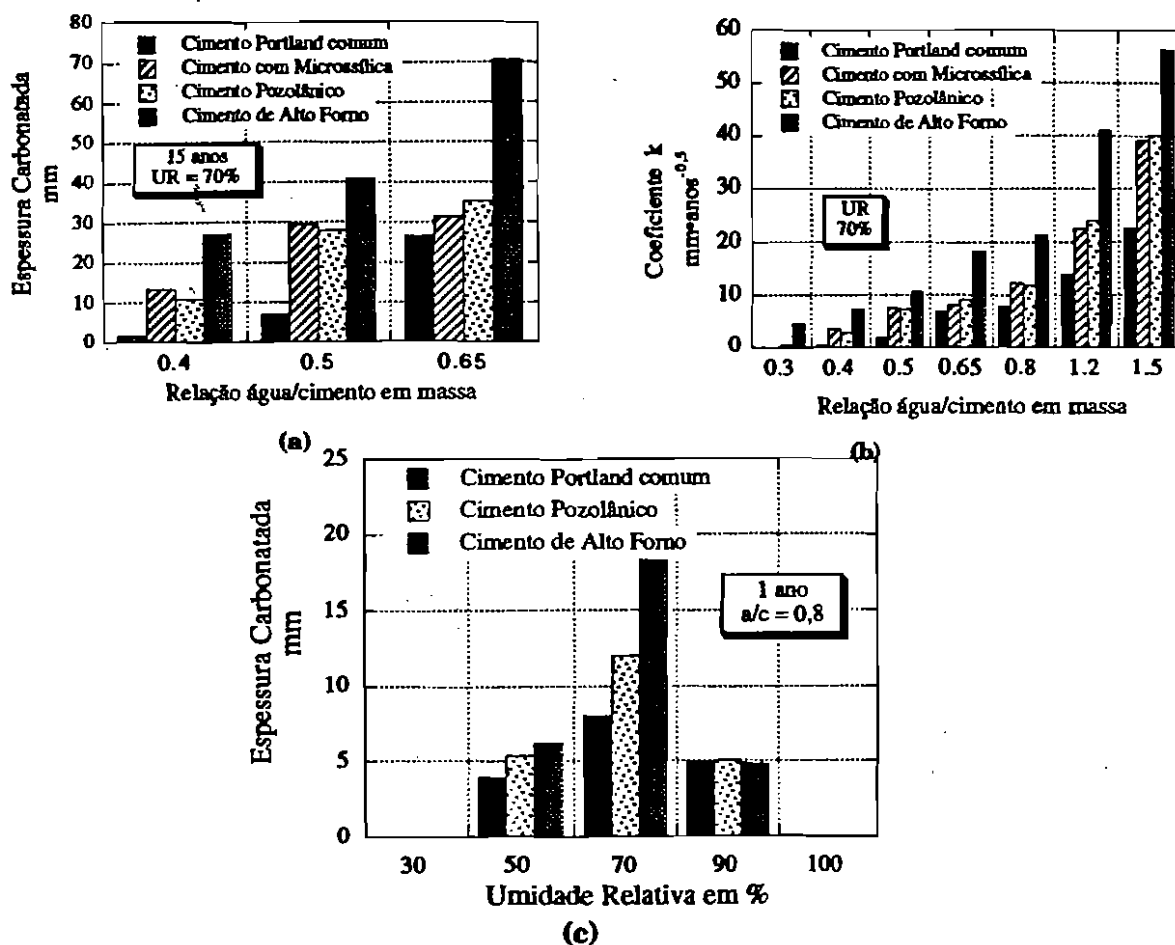
A tendência mundial de evolução dos cimentos tem sido na direção da redução do consumo de energia através da mistura de adições ativas ou até mesmo de adições inertes, ao clínquer de cimento Portland. Os trabalhos experimentais, nacionais e estrangeiros, têm demonstrado, no entanto, uma grande influência da natureza dessas adições na profundidade de carbonatação dos concretos.

Estudos recentes desenvolvidos na universidade de Fukuoka<sup>36</sup>, no Japão, comprovaram que a adição de microsilica em teores de 10, 20 e 30% aumentaram a profundidade de carbonatação de concretos e argamassas comparativamente às misturas sem adição, a despeito do aumento de até 16%, observado na resistência à compressão. Foram analisadas duas relações água/cimento, de 0,27 e 0,55, sendo obtidas profundidades de carbonatação sempre crescentes com o aumento do teor de adição, chegando a dobrar a

<sup>36</sup> YAMATO, T.; SOEDA, M.; EMOTO, Y. Effects of Condensed Silica Fume on the Corrosion of Steel in Concrete. In: International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, 4., Istanbul, 1992. Proceedings: Supplementary Papers. Ottawa, CANMET, ACI, 1992. p. 549-67

espessura carbonatada para uma mesma idade e com teores de 30% de adição.

Com o objetivo de estudar o efeito da natureza de diferentes cimentos nacionais na espessura de carbonatação dos concretos foram realizados por Ruiz Andrés<sup>34</sup> e Wolf & Dal Molin<sup>35</sup>, uma série de ensaios experimentais com concretos amassados com cimentos e adições de pozolanas, escória de alto forno e microsilica. Os resultados obtidos pelas duas pesquisas citadas anteriormente foram reprocessados por este autor e estão apresentados na Fig.III-10.



**FIGURA III-10.** Influência da natureza do cimento, na profundidade de carbonatação de argamassas: (a) espessura total carbonatada prevista para a idade de 15 anos, em ambiente interno e umidade relativa constante; (b) coeficiente de carbonatação em função da relação água/cimento para umidade relativa constante; (c) espessura carbonatada após um ano em função da umidade relativa do ambiente.

O aparente paradoxo no qual concretos amassados com cimentos cujas adições melhoram a maioria das propriedades do concreto, tais como, reduzem a permeabilidade, reduzem a porosidade, aumentam as resistências mecânicas, etc., porém ao mesmo tempo também aumentam a velocidade de carbonatação, pode ser explicado pelo conceito de reserva alcalina. À medida que na solução intersticial do concreto há uma maior concentração de hidróxido de cálcio,  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , o gás carbônico,  $\text{CO}_2$ , não penetra com a

mesma velocidade pois necessita primeiro rebaixar o pH e depois reagir com todo o hidróxido de cálcio presente para então seguir penetrando e precipitando o carbonato de cálcio na solução dos poros.

Esse fato justifica que os cimentos de maior liberação de  $\text{Ca(OH)}_2$  por unidade de volume, tais como os cimentos com elevados teores de silicato tricálcico,  $\text{C}_3\text{S}$ , apresentem espessura carbonatada inferior aos demais, mantidas as demais condições. Esse raciocínio precisa ser efetuado com cuidado pois o que importa é a quantidade de hidróxido de cálcio na solução intersticial, e não a quantidade total de  $\text{Ca(OH)}_2$  num  $\text{m}^3$  de concreto. Portanto concretos de elevado consumo de cimento por  $\text{m}^3$ , ou seja, elevado teor total de  $\text{Ca(OH)}_2$ , devem apresentar mesma espessura carbonatada que concretos de baixos consumos, mantida a mesma relação água/cimento, o mesmo cimento, a mesma cura e as mesmas condições de exposição. Para uma mesma estrutura física da pasta hidratada o fator de controle é a concentração de  $\text{Ca(OH)}_2$  nos poros, que depende exclusivamente do tipo de cimento, da relação água/cimento e do grau de hidratação do cimento, sendo independente do consumo de cimento por  $\text{m}^3$  de concreto.

Cabe observar que a carbonatação é um fenômeno direta e altamente dependente da cura pois esta afeta majoritariamente as condições de hidratação dos primeiros milímetros superficiais. Dessa forma a aparente desvantagem dos cimentos com adições, de menores reservas alcalinas, pode ser grandemente minimizada com uma boa e prolongada cura úmida.

Os aditivos redutores de água, plastificantes, retardadores, aceleradores e superplastificantes não parecem ter ação direta sobre a carbonatação. A influência desses produtos se faz notar por mecanismos indiretos tais como redução da relação água / cimento, aumento do grau de hidratação, melhoria do adensamento, e outros.

Segundo Oye & Justnes<sup>37</sup>, argamassas e concretos modificados com resinas de base acrílica, de base estireno-butadieno e de base PVA, conhecidas por argamassas com latex, comuns em sistemas de reparo, parecem não alterar diretamente a carbonatação. Os resultados obtidos nessas argamassas foram comparáveis aos obtidos nas argamassas equivalentes de cimento Portland.

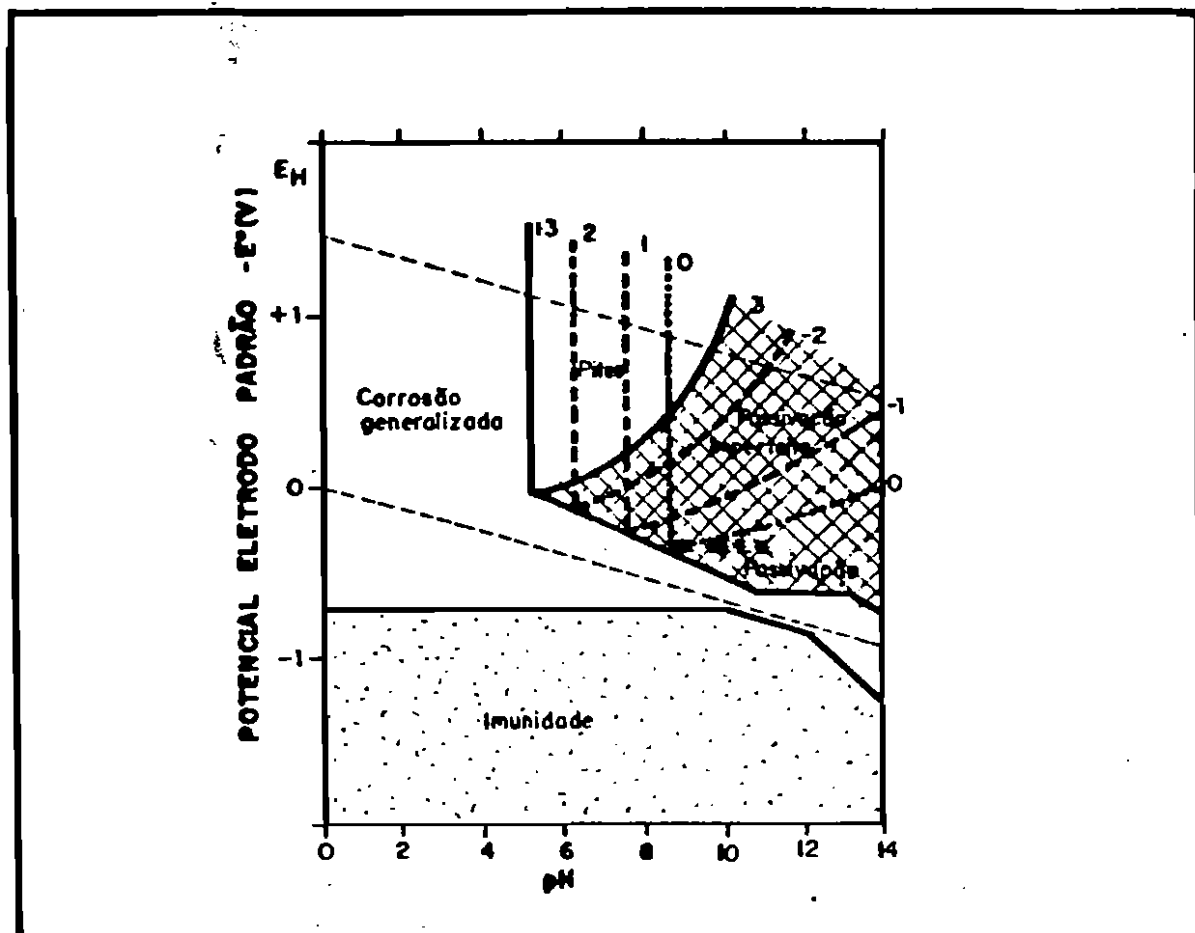
### 3.3 Contaminação por cloretos

#### Mecanismo

A perda da proteção conferida pelo concreto à armadura, no caso de contaminação por cloretos, pode ser visualizada na alteração do diagrama clássico de equilíbrio termodinâmico do aço, também conhecido por diagrama de Pourbaix (vide Fig.I-15,

<sup>37</sup> OYE, B. A.; JUSTNES, H. Carbonation Resistance of Polymer Cement Mortars (PCC). In: V. M. Malhotra, ed. Proceedings of the Second International Conference on Durability of Concrete. Detroit, ACI, 1991. p. 1031-46 (SP 126-55)

apresentada no capítulo D). Em presença de cloretos livres a região de passivação perfeita é grandemente reduzida, aumentando as probabilidades de ocorrência de corrosão, conforme mostrado na Fig.III-11<sup>38</sup>.



**FIGURA III-11.** Diagrama de equilíbrio termodinâmico do aço em presença de soluções com diferentes concentrações de cloretos. Pode-se identificar 5 regiões distintas; corrosão generalizada, corrosão por pites, passivação imperfeita, passivação perfeita e imunidade. (POURBAIX, M., 1970)<sup>38</sup>

Os números que aparecem na Fig.III-11, junto a linhas pontilhadas, correspondem à concentração de cloretos na solução, de  $10^{-3}$  a  $10^0$  molar  $\text{Cl}^-$ . Portanto quanto maior a concentração de cloretos menor a probabilidade de passivação do aço, mesmo em ambientes de elevada alcalinidade, como  $\text{pH}=12,5$  característico da solução intersticial do concreto. Para entender melhor o desenvolvimento do fenômeno pode-se utilizar a curva de polarização anódica, conhecida por diagrama de Evans<sup>39</sup>, mostrada na Fig.III-12.

<sup>38</sup> POURBAIX, Marcel. Significance of Protection Potential in Pitting and Intergranular Corrosion. Corrosion, NACE, v. 26, n. 10, p. 431-38, Oct. 1970.

<sup>39</sup> Ulick R. Evans, inglês, químico, pesquisador e professor da Universidade de Cambridge, considerado Emeritus Reader in the Science of Metallic Corrosion of Cambridge University. Autor do livro "An Introduction to Metallic Corrosion", cuja primeira edição data de 1948.

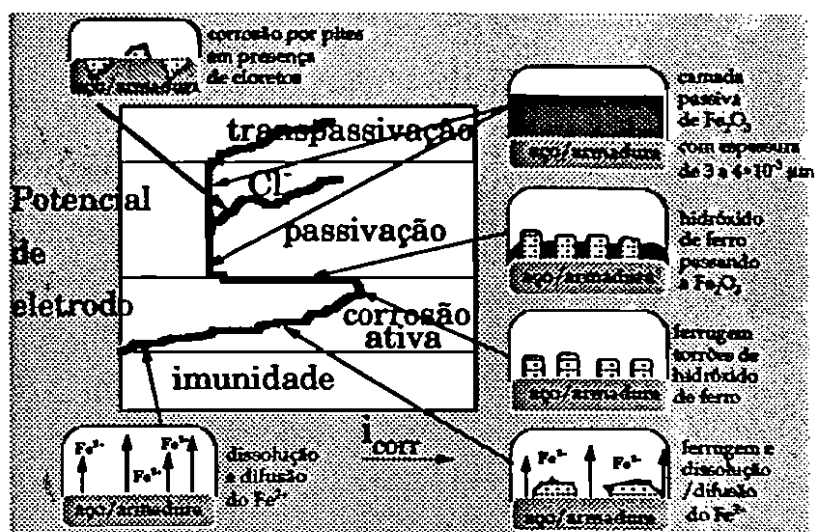


FIGURA III-12. Comportamento esquemático da curva de polarização anódica, também conhecida por diagrama de Evans, para o aço em presença de cloretos.

Nesse diagrama pode-se observar cinco regiões distintas; imunidade, corrosão, passivação, corrosão por pites e transpassivação. À medida que há uma elevação do potencial de eletrodo do aço este passa da condição de imunidade para a de corrosão ativa com o correspondente incremento da taxa de corrosão, neste caso associada ao aumento da corrente de corrosão. Ao atingir um certo nível de potencial os produtos da corrosão começam a colmatar a superfície do aço e há uma redução sensível e brusca da corrente de corrosão. Considera-se que foi atingida a passivação pois a taxa de corrosão passa a ser desprezível para os fins práticos. Esse fenômeno é típico de armadura em concreto. Nas primeiras idades pode-se medir<sup>40</sup> correntes elevadas indicando estar havendo corrosão do aço. A partir de certa idade, que irá depender principalmente da natureza do cimento e da dosagem do concreto, a corrente de corrosão cai a níveis considerados desprezíveis indicando que foi atingida a passivação. Com a medida e observação do potencial de corrosão, conforme método "ASTM C 876" apresentado no capítulo II, também é possível comprovar o aumento dos potenciais de eletrodo indicando que após as primeiras idades a passivação foi atingida. No entanto, em presença de cloretos, a região usual de passividade do aço pode ser reduzida conforme anteriormente mostrado na Fig.III-11. Nessas condições pode ocorrer uma passivação imperfeita e geralmente a corrosão típica é por pites<sup>41</sup>. Para potenciais muito elevados, mesmo sem cloretos, pode novamente ocorrer corrosão. Nestes casos o fenômeno ocorre na chamada região de transpassivação.

Portanto a presença de cloretos promove a despassivação prematura do aço, mesmo

<sup>40</sup> Por exemplo através da metodologia denominada de resistência de polarização, descrita no capítulo II.

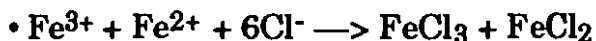
<sup>41</sup> PAGE, C. L. Basic Principles of Corrosion. In: P. Schiesl, ed. Corrosion of Steel in Concrete. RILEM Technical Committee 60-CSC. London, Chapman & Hall, 1988. p. 11

em ambientes de elevada alcalinidade. Por outro lado, não existe ainda um consenso entre os pesquisadores da área sobre o mecanismo propriamente dito de como os cloretos despassivam o aço. Segundo o ACI 222<sup>42</sup> há três teorias atuais para explicar o efeito dos cloretos na corrosão do aço:

a) Teoria do *filme de óxido* - esta teoria postula que os íons cloreto penetram nos defeitos do filme de óxido passivante muito mais facilmente que outros íons agressivos tais como os sulfatos,  $\text{SO}_4^{2-}$ . Também postula que os cloretos podem dispersar coloidalmente<sup>43</sup> esse filme permitindo o ataque ao aço.

b) Teoria da *adsorção*<sup>44</sup> - admite-se nesta teoria que os íons cloreto são adsorvidos na superfície do aço competindo com as hidroxilas e o oxigênio dissolvido. O cloreto promove então a hidratação do ferro e viabiliza a sua dissolução em cátions.

c) Teoria do *complexo transitório* - nesta teoria os íons cloreto competem com os ânions hidroxila para a produção de compostos de corrosão ferrosos, denominados complexos transitórios. Estes complexos difundem-se a partir do ânodo em direção ao cátodo permitindo que a corrosão continue. Evidências desta teoria podem ser encontradas ao romper-se um concreto com armadura corroendo-se ativamente. Produtos de corrosão de cor esverdeada, óxido complexo contendo akaganesta e goetita, característico de corrosão em presença de cloretos, pode ser observado. Esses complexos, eventualmente também encontrados em cores escuras, em contato com o oxigênio do ar, passam a ter coloração marrom-avermelhada, estável e característica de ferrugem. Uma visão simplificada desse fenômeno complexo pode ser dada pelas seguintes reações;



que por hidrólise<sup>45</sup> transformam-se em



As reações continuam sem consumir os íons cloreto. Pequenas quantidades de cloretos podem, portanto, ser responsáveis por corrosões intensas<sup>46</sup>. Sempre que a corrosão não for interrompida mais ânions cloreto migram para as regiões anódicas intensificando o processo corrosivo.

<sup>42</sup> AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Corrosion of Metals in Concrete: reported by ACI Committee 222. In:—. ACI Manual of Concrete Practice. Detroit, 1991, v.1.

<sup>43</sup> Entende-se por colóide uma dispersão de um sólido em um líquido, ou seja, um sistema físico-químico composto de uma fase dispersa, imersa numa fase dispersora. Caracteriza-se por ser a fase dispersa composta de finas partículas uniformemente dispersas, com dimensões variando de 0,001 a 1  $\mu\text{m}$ .

<sup>44</sup> Entende-se por *adsorção* a fixação das moléculas de uma substância, o adsorvato, na superfície de outra substância, o adsorvente. Geralmente esse fenômeno ocorre como resultado de forças de van der Waals (Johannes Diederik van der Waals, físico holandês (1837 - 1923) prêmio Nobel de Física em 1910 pelos modelos matemáticos desenvolvidos para descrever os estados líquidos e gasosos da matéria). Por *absorção* entende-se a fixação de uma substância, líquida ou gasosa, no interior de outra, sólida, como resultado de fenômenos de capilaridade, forças eletrostáticas e reações eletroquímicas.

<sup>45</sup> Por hidrólise entende-se a reação de fixação de íons hidroxila ou hidrogênio, em um composto, em presença de água.

<sup>46</sup> HELENE, P. R. L. Corrosão em Armaduras para Concreto Armado. São Paulo, IPT, PINI, 1986. p. 4

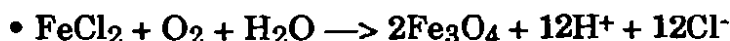


Raharinaivo e Genin<sup>47</sup>, através da espectrometria Mössbauer<sup>48</sup>, comprovaram também a grande influência da concentração de cloretos, ao lado da temperatura e acesso de oxigênio, na natureza dos produtos da corrosão, conforme indicado resumidamente na Tabela III-1.

**TABELA III-1. Características dos produtos da corrosão em função da concentração de cloretos. (RAHARINAIVO, A. & GENIN, J-M. R., 1986)<sup>47</sup>**

Relação $\frac{c_{Cl^-}}{c_{OH^-}}$	Produtos da Corrosão, Preponderantes	Cor
$\leq 1$	pH é estável	—
$\geq 1$	pH é instável e tende a reduzir-se com a própria evolução da corrosão	—
$< 1$	$\alpha$ -FeOOH goetita Fe <sub>3</sub> O <sub>4</sub> magnetita (imperfeita com lacunas na sua estrutura molecular) Fe(OH) <sub>2</sub> hidróxido ferroso	esverdeada marrom marrom
$> 1$	$\alpha$ -FeOOH goetita $\gamma$ -[FeOOH, FeOCl] lepidocrocita óxido complexo [2Fe(OH) <sub>2</sub> , FeOHCl, Fe(OH) <sub>2</sub> Cl]	esverdeada — verde
$> 1$ e $\leq 2,5$	Fe <sub>3</sub> O <sub>4</sub> magnetita (imperfeita com lacunas na sua estrutura molecular)	marrom

Segundo Mailvaganam<sup>49</sup> e Virmani<sup>50</sup>, no cátodo, em presença de oxigênio e água há também a formação de hidrogênio livre, segundo a reação;



A produção desse hidrogênio livre é responsável pelo baixo pH do ânodo medido em amostras de concreto corroído por cloreto, podendo-se encontrar valores na faixa de 4,6<sup>42</sup>. Considerando que a corrosão por pites ocorre em várias regiões pontuais formando pequenas cavidades, conforme mostrado na Micrografia I-3, no capítulo I, durante os procedimentos de reparo é fundamental a limpeza dessas cavidades pois é nelas que os cloretos e o pH ácido (< 7) se concentram. Caso não sejam retirados durante os trabalhos de reparo, o novo material envolvente, mesmo com pH elevado, não será suficiente para repassar a armadura uma vez que nos "olhos" dos pites o ambiente ácido continuará propiciando a continuidade da corrosão. Na Fig.III-13 apresenta-se esquematicamente o processo de corrosão por pites<sup>51</sup>, em presença de cloretos.

<sup>47</sup> RAHARINAIVO, A.; GENIN, Jean-Marie R. Sobre la Corrosión de Armaduras de Hormigón en Presencia de Cloruros. *Materiales de Construcción*, v. 36, n. 204, p. 5-16, Oct. Nov. Dec. 1986.

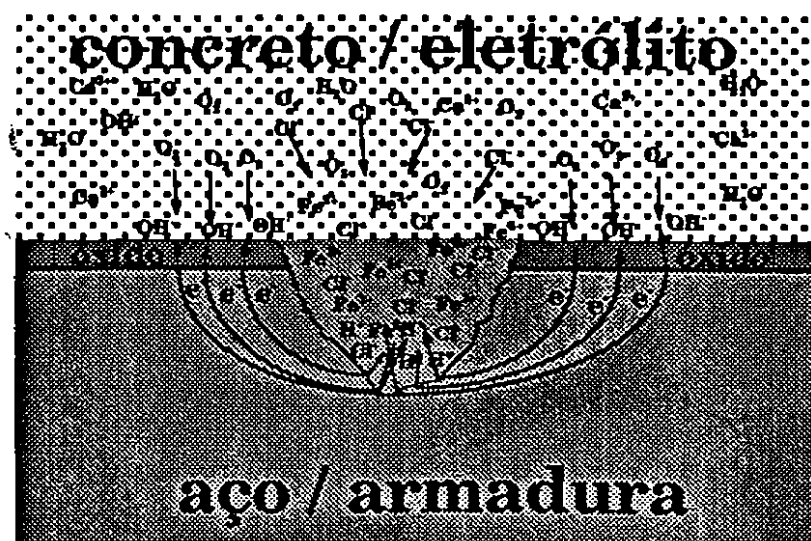
<sup>48</sup> Leva esse nome em homenagem a Rudolf Ludwig Mössbauer [ 1929 - ], pesquisador alemão que recebeu o prêmio nobel de física em 1961 por ter descoberto a técnica de medida de pequenas alterações de energia em núcleos, átomos e cristais, através do emprego da ressonância e absorção de raios gama.

<sup>49</sup> MAILVAGANAM, Noel P. *Repair and Protection of Concrete Structures*. Boca Raton, CRC Press, 1992.

<sup>50</sup> Y. P. Virmani Apud FARIAS, Roberto F. S. *Corrosão das Armaduras do Concreto: Mecanismos e Controle*. São Paulo, 1991. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica. Universidade de São Paulo. p. 37

<sup>51</sup> CAMPBELL-ALLEN, D.; ROPER, H. *Concrete Structures: Materials, Maintenance and Repair*. New York, John Wiley, 1991. p. 188

Os produtos ou complexos transitórios de cloro, tais como o  $3\text{Fe}(\text{OH})_2 \cdot \text{FeCl}_2$ , precedem a formação de akaganeíta ( $\beta\text{FeO} \cdot \text{OH}$ ), e outros produtos volumosos da corrosão<sup>52</sup>. Segundo Mehta<sup>52</sup> e Figg<sup>53</sup>, a pressão hidráulica desenvolvida pela expansão dos produtos gelatinosos da corrosão por cloretos, podem ser considerados como o principal mecanismo de fissuração do concreto. O efeito da pressão exercida pelo inchamento dos produtos da corrosão pode ser considerado equivalente à pressão exercida pela transformação da água em gelo.



*FIGURA III-13. Representação esquemática da corrosão do aço em pites, em presença de cloretos.*

Em situações onde ocorre a molhagem e secagem do concreto e simultaneamente há a presença e penetração de sais, como por exemplo o cloreto de sódio ( $\text{NaCl}$ ) típico de atmosferas marinhas, outro fenômeno de deterioração superficial pode ocorrer, agravando os problemas de corrosão das armaduras. Os ciclos de molhagem e secagem podem propiciar a cristalização do sal no interior do concreto dando origem à manifestação patológica típica conhecida por “pele tipo cebola cortada”. Segundo Mehta<sup>54</sup> as pressões de expansão acarretadas pela cristalização do  $\text{NaCl}$  podem alcançar até 60 MPa, valor mais que suficiente para romper o concreto. Por sorte a penetração dos sais é superficial, assim como uma elevada concentração que permita a recristalização desses sais com essas pressões também só é viável nos primeiros milímetros superficiais, o que reduz a

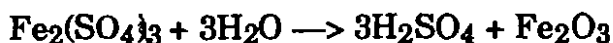
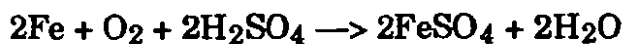
<sup>52</sup> MEHTA, P. Kumar. Durability of Concrete in Marine Environment- an Overview. In: —. ed. *Proceedings of Gerwick Symposium on Durability of Concrete in Marine Environment*. Berkeley, University of California, 1989. p. 70

<sup>53</sup> FIGG, J. Salt, Sulfate, Rust and Other Chemical Effects. In: P. K. Mehta, ed. *International Experience with Durability of Concrete in Marine Environment*, Berkeley, Dept. of Civil Engineering, University of California, Jan. 1989. p. 50-68

<sup>54</sup> MEHTA, P. Kumar. *Concrete in the Marine Environment*. New York, Elsevier, 1991. p. 96

possibilidade de danos expressivos à estrutura.

A presença de sulfatos,  $SO_4^{2-}$ , tais como os sulfatos de cálcio e de magnésio, também podem deteriorar o concreto de cobrimento através da formação do trissulfoaluminato de cálcio, também conhecido por etringita. Trata-se de gel expansivo<sup>55</sup> com volume molecular de  $715 \text{ cm}^3$ , quase dez vezes superior ao do gesso (sulfato de cálcio dihidratado- $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ), capaz de gerar pressões internas que fissuram o concreto de cobrimento. A partir do momento que a armadura ficar exposta à atmosfera, por fissuração e destacamento do concreto, esta poderá também passar a sofrer a ação direta do íon sulfato<sup>56</sup>:



Semelhantemente à reação com cloretos, esta reação continua sem consumir o íon sulfato sendo as formas  $FeSO_4$  e  $Fe_2(SO_4)_3$ , intermediárias, transitórias e instáveis.

Portanto a presença de certas substâncias e sais agressivos podem diminuir em muito a proteção natural originalmente oferecida pelo concreto de cobrimento, promovendo despassivação em idade precoce. Quando se tratar de armadura já em início de corrosão, essas substâncias agressivas aceleram o processo aumentando as taxas de corrosão.

O ingresso de cloretos no concreto tanto pode ocorrer a partir dos próprios materiais constituintes utilizados durante o amassamento, quanto penetrarem neste após endurecido, provenientes do ambiente externo. Denominar-se-á para fins de análise dos fenômenos de contaminação por cloretos, de *incorporação* de cloretos aquele que seja introduzido no traço do concreto durante seu amassamento e de *penetração* de cloretos àquele cujos cloretos sejam provenientes do exterior.

### Incorporação de cloretos e outros agentes agressivos

Os cloretos podem ser encontrados como contaminação de agregados principalmente em regiões litorâneas, em águas salobras ou excessivamente cloradas<sup>57</sup> e até mesmo em cimentos, pois contribuem para o aumento das resistências iniciais melhorando o desempenho aparente de certos cimentos.

É usual a incorporação de elementos agressivos durante o próprio preparo do concreto, na maioria das vezes por absoluto desconhecimento dos técnicos envolvidos. O

<sup>55</sup> GENTIL, Vicente. Corrosão. Rio de Janeiro, Guanabara, 1987. p. 107. A reação pode ser assim representada:  $3[CaSO_4 \cdot 2H_2O] + 3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 6H_2O + 19 H_2O \longrightarrow 3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 31H_2O$  (etringita)

<sup>56</sup> TANAKA, D. K. et al. Corrosão Atmosférica. In:—, ed. Corrosão e Proteção contra a Corrosão de Metais. São Paulo, IPT, 1979. p. 59-74 (publicação IPT, 1127)

<sup>57</sup> As águas potáveis sempre são adequadas ao amassamento do concreto pois os teores de cloro no tratamento normal antibactericida não devem superar 0,02%, referido ao máximo na estação de tratamento de água.

agente agressivo mais comum é o cloreto (ânion cloro), que pode ser adicionado involuntariamente ao concreto, a partir de aditivos aceleradores de endurecimento<sup>58</sup>, agregados e águas contaminadas<sup>59</sup>.

A grande maioria dos aditivos aceleradores de endurecimento e alguns aceleradores de pega têm na sua composição, cloreto de cálcio,  $\text{CaCl}_2$ . Esse sal dissolve-se na água liberando o cloreto,  $\text{Cl}^-$ , que destrói a película passivadora proporcionada pelo meio alcalino e acelera permanentemente a corrosão sem consumir-se, conforme apresentado no item anterior. Os carbonatos, silicatos e aluminatos, normalmente em pó e utilizados como aditivos aceleradores de pega em concretos projetados, não atacam significativamente as armaduras porém possuem outros inconvenientes tais como promover a redução da resistência a longa idade<sup>60</sup>.

Embora não muito comum, o emprego de agregados com concreções ferruginosas, decorrentes na maioria das vezes de rochas em alteração, também têm acarretado problemas de deterioração do concreto de cobrimento. Agregados contendo piritas (sulfeto de ferro- $\text{FeS}_2$ ) encontrável em granitos, gnaisses, rochas sedimentares e certas areias; goetita (óxido de ferro hidratado- $\alpha\text{FeO.OH}$ ) encontrável em concreções lateríticas; marcassita; pirrotita e concreções ferruginosas podem dar compostos expansivos e solúveis ao oxidarem-se em contato com a atmosfera<sup>61</sup>. Ao expandirem-se, esses compostos acarretam vazios no concreto que contribuem para o aumento da permeabilidade e redução da proteção proporcionada pelo concreto de cobrimento. Os produtos das reações também podem ser ácidos, as marcassitas e piritas, por exemplo, podem gerar ácido sulfúrico e sulfatos na sua oxidação, que contribuirão para o aceleração da carbonatação do concreto e da corrosão do aço uma vez despассивado.

De modo geral todos os elementos que ao serem incorporados ao concreto contribuirão para o aumento de sua permeabilidade poderão ser considerados agressivos à armadura. Entre esses estão: teor elevado de matéria orgânica presente no agregado, teor elevado de materiais pulverulentos, teor elevado de torrões de argila, materiais carbonosos, sulfetos e enxofre eventualmente presentes em excesso em escórias ou cimentos de alto forno. Até certos revestimentos, como por exemplo aqueles à base de argamassas de gesso de construção (sulfato de cálcio hemidratado- $\text{CaSO}_4 \cdot 1/2\text{H}_2\text{O}$ , que passa a sulfato de cálcio diidratado- $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ), têm caráter ácido principalmente aqueles decorrentes de

<sup>58</sup> INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. Corrosão de Armaduras de Lajes de Forro de Conjunto Habitacional em Vitória-ES. Estudo de Causas e Proposta de Solução. São Paulo, 1980. (Relatório IPT, 14.180) 23p.

<sup>59</sup> —. Verificação do Grau de Deterioração da Parede Diafragma da Estação São Bento. São Paulo, 1980. (Relatório IPT, 13.222) 54p.

<sup>60</sup> COLLEPARDI, M.; CINCOTTO, M. A.; TANGO, C. E. S.; UEMOTO, K.; HELENE, P. R. L. Tecnologia de Aditivos. São Paulo, IPT, mar. 1983. p. 353

<sup>61</sup> AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. Standard Descriptive Nomenclature of Natural Mineral Aggregates. ASTM C 294. In:—. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1991. v.10. p.196-204

aproveitamento de sub-produtos da indústria de fertilizantes. Esse subproduto industrial pode originar pastas e argamassas com pH levemente ácido<sup>62</sup>, por volta de 6 (seis), longe dos 12,5 necessários a uma passivação do aço, e conseqüentemente pelo fato de ainda serem porosos e higroscópicos, contribuirão significativamente para o aumento do risco de corrosão das armaduras. Da mesma forma, há que se cuidar das características das argamassas prontas. Portanto nem todos os revestimentos aplicados sobre estruturas de concreto estarão contribuindo para reduzir os riscos de corrosão das armaduras, até pelo contrário.

### Penetração de cloretos

Neste caso os cloretos podem ser provenientes do contato do concreto com o meio externo tais como água de mar<sup>63</sup>, atmosferas marinhas, lavagem de fachadas e pisos com ácido muriático<sup>64</sup>, atmosferas industriais<sup>65</sup>, produtos armazenados em tanques industriais e ocasionalmente gases provenientes de incêndios de brinquedos e outros produtos plásticos de base PVC.

Os cloretos também podem ser originários de tratamentos de combate à neve através do uso de sais de degelo à base de cloreto de sódio-NaCl, muito comum nos países de clima temperado. Nos países de clima tropical e equatorial é comum cloretos originários de tratamentos superficiais de limpeza com ácido muriático, que nada mais é que ácido clorídrico-HCl, comercial. A experiência do autor tem demonstrado que esse tipo de acontecimento tem grande incidência<sup>66</sup>, pois a maioria das recomendações de fabricantes de pastilhas e pisos cerâmicos aconselham limpeza com ácido muriático. Nestes casos a penetração de cloretos é muito facilitada e o ideal será utilizar outros procedimentos de limpeza ou quando inevitável, prevê-los com antecedência suficiente para poder ser adotado espessura maior de cobrimento à armadura, concreto de resistência mais elevada e procedimento de cura mais perfeito.

No caso de concreto endurecido, ou seja, estruturas prontas, os cloretos do ambiente podem penetrar na estrutura através dos mecanismos clássicos de penetração de água e transporte de íons. Os cloretos potencialmente agressivos encontram-se na natureza na

<sup>62</sup> HELENE, P. R. L. Corrosão em Armaduras para Concreto Armado. São Paulo, IPT, PINI, 1986. p. 16-7

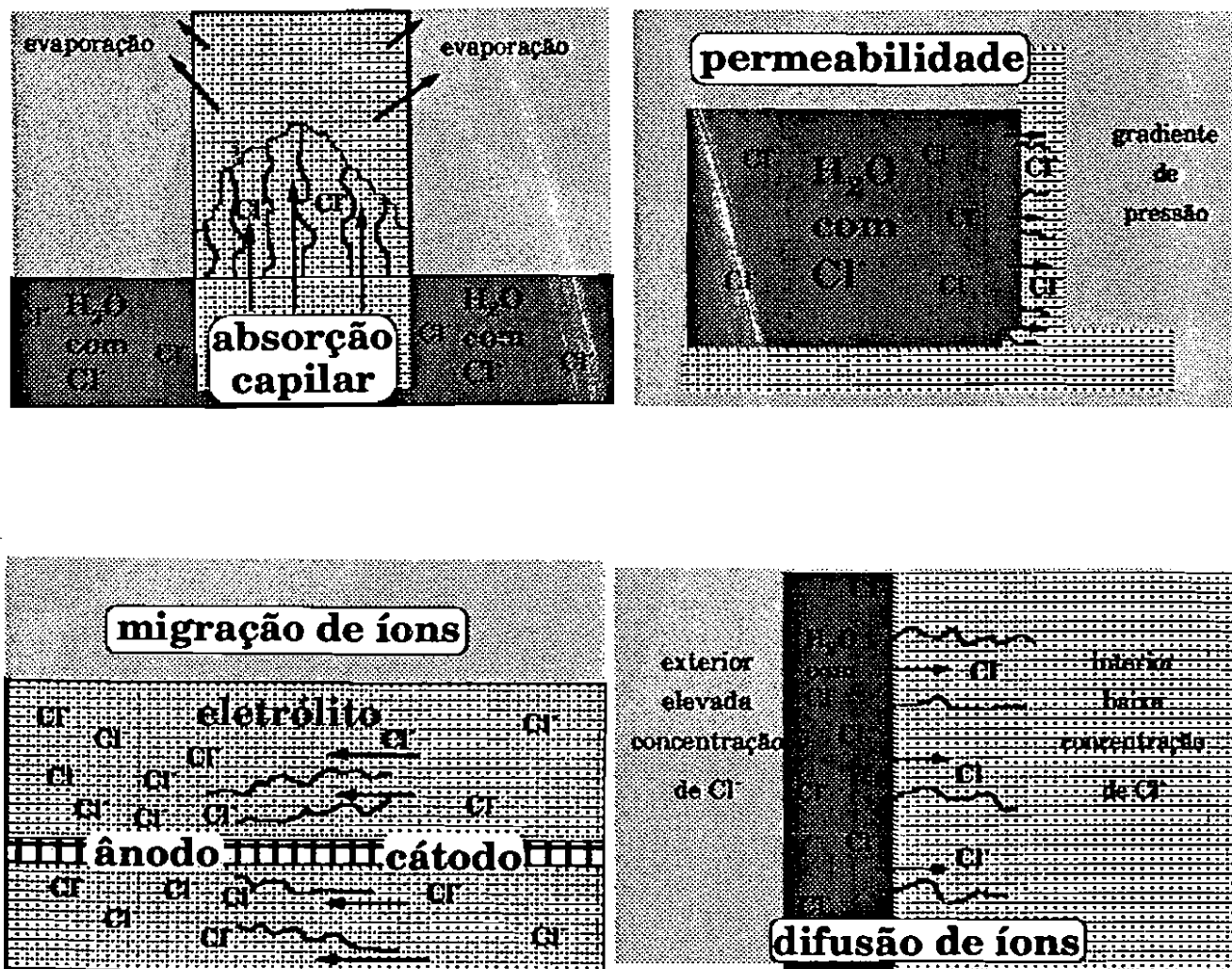
<sup>63</sup> INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. Levantamento dos Materiais para Concreto Disponíveis na Região Metropolitana de Salvador e Inspeção Técnica dos Acessos de Concreto Armado dos Terminais de Ferry-Boat de Bom Despacho e São Joaquim. São Paulo, 1981. (Relatório IPT, 14.507) 40p.

<sup>64</sup> —. Avaliação das Causas de Corrosão das Armaduras dos Brises da Fachada do Centro de Ciências da Saúde da Universidade Federal de Pernambuco. São Paulo, 1980. (Parecer IPT, 1.449) 61p.

<sup>65</sup> —. Recomendações para o Concreto a ser Empregado no Reforço de Fundações do Galpão de Galvanoplastia da V.D.O. do Brasil-Ind. e Com. de Medidores Ltda. São Paulo, 1980. (Relatório IPT, 14.129) 15p.

<sup>66</sup> —. Levantamento das Causas de Corrosão e Propostas para Recuperação de Pilares do Andar Térreo do Edifício Pescara. São Paulo, 1978. (Relatório IPT, 11.875) 15p.

forma dissolvida em água. Como cristal sólido não representa risco elevado para as estruturas pois não penetra na porosidade do concreto que tem dimensões muito mais reduzidas que a dos cristais usuais. Como sólido, no entanto, pode depositar-se por impactação na superfície do concreto e aí permanecer até que uma chuva o dissolva e o transporte para o interior da estrutura através dos seguintes mecanismos: absorção capilar, difusão, permeabilidade ou migração de íons por ação de um campo elétrico, conforme apresentado na Fig.III-14.



**FIGURA III-14.** Representação esquemática das formas de penetração de cloretos na estrutura de concreto.

Em fachadas a solução com cloretos poderia ainda sofrer a ação da gravidade, da energia cinética das gotas e do vento que geram um diferencial de pressão suficiente para empurrar a água com os cloretos dissolvidos para o interior do concreto. A cada um dos mecanismos e ações corresponde uma dimensão e distribuição ideal dos poros nos quais a penetração é maior.

Na Fig.III-15, indica-se a ordem de grandeza da dimensão dos poros nos quais a penetração é máxima. Como se verifica na prática ocorre uma simultaneidade de ações e mecanismos que se sobrepõe e que tornam complexo prever com segurança o quanto e até onde penetrará o cloreto no concreto.

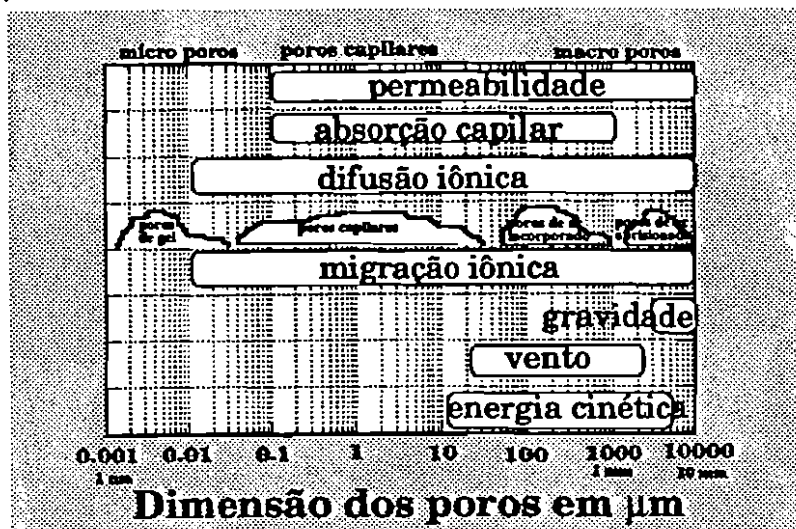


FIGURA III-15. Ações e mecanismos de penetração de cloretos em função da porosidade do concreto.

Considerando uma mesma estrutura, como por exemplo os pilares de sustentação de ponte em atmosfera marinha, em contato com solo e lençol freático contaminados por cloretos, a maior penetração ocorrerá nas regiões onde vários mecanismos de penetração possam atuar simultaneamente. Klaric & Galuppo<sup>67</sup> comprovaram experimentalmente esse fato através da análise da penetração de cloretos em pilares de três diferentes pontes, encontrando teores variando na relação aproximada de 1: 3 : 10 segundo a região esteja ao ar (submetido a difusão) : no solo (submetido a difusão + absorção capilar) : no solo em contato com água do lençol freático (submetido a difusão + absorção capilar + permeabilidade).

• penetração por absorção capilar

A ascensão capilar pode ser modelada pela clássica lei de Jurin:

$$h = \frac{2 \cdot \gamma}{r \cdot \rho} \quad \text{onde:}$$

$h$  = altura ou penetração da água no capilar, em m

$\gamma$  = tensão superficial da água, em kg/m ( $\cong 75 \cdot 10^{-4}$ )

$r$  = raio do capilar, em m

$\rho$  = massa específica da água, em kg/m<sup>3</sup> ( $\cong 1$ )

<sup>67</sup> KLARIC, Milan E.; GALUPPO, Juan C. La Corrosión de las Estructuras de Hormigón - Su Relación con Algunas Especificaciones Técnicas Actuales. In: COLLOQUIA 85, Buenos Aires, oct. 1985. v.2

Que pode ser colocada em função do tempo assimilando-a a um processo de difusão acelerada, admitindo-se regime estacionário e ausência de evaporação<sup>68</sup>, tomando a forma;

$$h = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{V \cdot r \cdot t}{\eta}} \quad \text{onde:}$$

$\eta$  = viscosidade da água, em  $\text{kg}\cdot\text{s}/\text{m}^2$  ( $\cong 13\cdot 10^{-5}$ )

$t$  = período de tempo para atingir a penetração  $h$ , em s

Considerando que o diâmetro dos capilares do concreto são variáveis no tempo, pois dependem do grau de hidratação do cimento, da composição química desse cimento, de eventuais adições e da relação água/cimento, fica difícil a aplicação direta dessas fórmulas. Uma boa alternativa é considerar o concreto em conjunto, como se a absorção capilar fosse equivalente a um fluxo de eletricidade ou de calor. Portanto uma avaliação da absorção capilar<sup>69</sup> pode ser efetuada através de um corpo de prova de dimensões bem definidas colocando-se uma das faces em contato com, por exemplo, 1 (um) cm de água. Após um período de tempo  $t$  ou após uma penetração  $h$  de água, calcula-se a massa de água absorvida por unidade de área, dividindo-se ainda por raiz de  $t$ . Obtem-se assim um coeficiente médio de capilaridade,  $K_c$ , capaz de distinguir concretos de absorção capilar distinta. Tanto a penetração  $h$  quanto o tempo  $t$ , no entanto, estão limitados pois  $h$  tem seu limite máximo definido pela lei de Jurin, ou seja, atingido  $h_{\text{max}}$  cessa a absorção capilar e mantendo-se a situação por um período de tempo superior ao correspondente  $t_{\text{max}}$ , poderá continuar havendo penetração de água somente através de outros fenômenos como, por exemplo, a difusão.

A absorção capilar da água no concreto é um dos fatores mais difíceis de serem controlados. Trata-se de material hidrófilo<sup>70</sup> que tem grande afinidade com água. Em princípio, quanto menor o diâmetro dos poros capilares, maior as pressões capilares, e, conseqüentemente, maior a profundidade de concreto atingida pela água absorvida. Por outro lado, quanto maior o diâmetro dos capilares menor a profundidade, porém, maior a quantidade total de água absorvida. Na prática esses princípios só se confirmam em parte pois mais importante que o diâmetro dos capilares é a sua intercomunicabilidade, fator não considerado nos modelos apresentados. Geralmente, concretos de reduzida relação água/cimento têm capilares de menor diâmetro e ao mesmo tempo esses capilares são muito menos intercomunicáveis. Resulta que concretos de capilares de menor diâmetro absorvem menor quantidade de água e, contrariamente ao esperado, também apresentam a menor profundidade de penetração dessa água. Em determinações experimentais<sup>71</sup>, a 28

<sup>68</sup> COUTINHO, A. S. *Fabrico e Propriedades do Betão*. Lisboa, LNEC, 1974. v. 2. p. 162

<sup>69</sup> Pode-se também adotar o método descrito na NBR 9779 Argamassa e Concreto Endurecidos. Determinação da Absorção de Água por Capilaridade. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, ABNT, 1992.

<sup>70</sup> Entende-se por material hidrófilo aquele que tem afinidade por água, que absorve bem a água. Hidrófugo é aquele que não tem afinidade por água, que não a absorve bem.

<sup>71</sup> HELENE, P. R. L. *Corrosão em Armaduras para Concreto Armado*. São Paulo, IPT, PINI, 1986. p.13



dias de idade, com concretos de cimento Portland comum, foram observadas alturas ou profundidades de penetração de água por absorção capilar de 2(dois) cm para relação água/cimento de 0,40 e de 6(seis) cm para relação água/cimento de 0,60, em período de 24 h. A absorção capilar pode ser considerada como um fenômeno que ocorre rapidamente, ou seja, de curta duração. Após penetrar por capilaridade até certa profundidade, limitada ao máximo fornecido pela lei de Jurin, a água só poderá continuar penetrando por difusão e não mais por absorção capilar. Quando se tratar de elementos agressivos dissolvidos (íons) nessa água, estes poderão continuar penetrando por difusão ou por migração, neste caso quando em presença de um campo elétrico.

Parece que a melhor maneira de reduzir a absorção capilar, muito comum em pilares e estruturas semi-enterradas ou semi-submersas, é adicionar ao concreto aditivos incorporadores de ar e aditivos de ação hidrofugante de massa. As pequenas bolhas de ar incorporadas ao concreto, ao contrário do ar aprisionado por adensamento deficiente, têm a propriedade de cortar a comunicação entre os capilares e diminuir a absorção de água por capilaridade. Certos aditivos impermeabilizantes incorporados à massa de concreto também reduzem a absorção capilar porém reduzem a resistência à compressão, o que não os recomenda para uso em concretos estruturais, ficando limitados às argamassas. Revestimentos externos de natureza hidrofugante ou formadores de película (impermeabilizantes por barreira física) também podem diminuir em muito o risco de penetração de água por capilaridade.

Finalmente deve ser considerado ainda o maior ou menor grau de saturação do concreto, ou seja, não pode haver absorção capilar em concretos saturados. Necessariamente o concreto deve estar com os poros secos ou parcialmente secos para que possam absorver água por capilaridade. Concretos mantidos permanentemente saturados não correm risco de penetração de água agressiva, por capilaridade.

#### • penetração por difusão

A difusão pode ser modelada pelas duas leis de Fick<sup>72</sup>, sendo a primeira aplicável à difusão em estado estacionário:

$$Q_s = -D_{ef\ c1} \frac{\delta C}{\delta e_{c1}} \quad \text{onde:}$$

$Q_s$  = fluxo de íons<sup>73</sup> na direção x

$D_{ef\ c1}$  = coeficiente efetivo de difusão, também chamado de difusividade

$\delta C / \delta e_{c1}$  = gradiente de concentração

C = concentração de íons na solução

$e_{c1}$  = profundidade considerada

<sup>72</sup> Adolf Eugen Fick ( 1829-1901 ), médico fisiologista alemão que desenvolveu as leis de difusão ou de difusividade como parte do estudo de percolação do sangue.

<sup>73</sup> Número de íons que difundem através de uma seção transversal unitária.

O coeficiente efetivo de difusão depende da natureza do material através do qual ocorre a difusão, ou seja, da natureza, da dimensão e da distribuição dos seus poros. Depende também da natureza do líquido que difunde. Na realidade depende da interação de ambos; por exemplo, se o tamanho médio da molécula que difunde é bem inferior ao diâmetro do capilar, ou se as dimensões de ambos são comparáveis. Neste último caso o coeficiente de difusão é menor pois a difusão é retardada pelas forças de atração de superfície, eletrostáticas e do tipo van de Waals. A temperatura também altera substancialmente a difusividade. O fato de parte dos cloretos reagir com certos compostos da hidratação do cimento, ficando retidos, é outro fator de alteração da difusividade. Essa característica é denominada capacidade de retenção de cloretos e está diretamente relacionada com a composição e adições ao cimento.

A segunda lei de Fick, que representa uma condição transiente, não estacionária, pode ser escrita em função do tempo de exposição aos cloretos, a saber:

$$\frac{\delta C_{e_{Cl}}}{\delta t} = \frac{\delta}{\delta e_{Cl}} (D_{ef_{Cl}} \frac{\delta C_{e_{Cl}}}{\delta e_{Cl}})$$

A solução para essa equação, considerando material sólido, semi-finito, com concentração superficial constante do íon na solução externa, é:

$$\frac{C_{e_{Cl}} - C_0}{C_s - C_0} = 1 - \operatorname{erf}\left(\frac{e_{Cl}}{2 \cdot \sqrt{D_{ef_{Cl}} \cdot t}}\right) \quad \text{onde:}$$

$C_{e_{Cl}}$  = concentração dos cloretos na profundidade  $e_{Cl}$ , no tempo  $t$

$C_0$  = concentração inicial de cloretos no interior do concreto do componente estrutural

$C_s$  = concentração de cloretos na superfície do componente estrutural de concreto, admitida constante

$\operatorname{erf}$  = função de erro de Gauss<sup>74</sup>

$e_{Cl}$  = profundidade considerada, geralmente em m

$D_{ef_{Cl}}$  = coeficiente efetivo de difusão, ou difusividade, variável com a temperatura, geralmente em  $m^2/s$

$t$  = duração de tempo considerado, geralmente em s

<sup>74</sup> Johann Karl Friedrich Gauss (1777 - 1855), matemático alemão, considerado um dos maiores gênios da matemática. Ainda adolescente desenvolveu o método dos mínimos quadrados para as regressões.  $\operatorname{erf}$  pode ser obtido de tabelas encontradas em manuais de matemática, como por exemplo:

$z$	$\operatorname{erf}(z)$	$z$	$\operatorname{erf}(z)$	$z$	$\operatorname{erf}(z)$
0,00	0,00	0,40	0,4284	1,20	0,9103
0,01	0,0113	0,45	0,4755	1,30	0,9340
0,05	0,0564	0,50	0,5205	1,40	0,9523
0,10	0,1125	0,60	0,6039	1,50	0,9661
0,15	0,1680	0,70	0,6778	1,60	0,9763
0,20	0,2227	0,80	0,7421	1,70	0,9838
0,25	0,2763	0,90	0,7969	1,80	0,9891
0,30	0,3286	1,00	0,8427	1,90	0,9928
0,35	0,3794	1,10	0,8802	2,00	0,9953

Segundo Hansson & Berke<sup>75</sup> o coeficiente efetivo de difusão dos concretos e argamassas pode variar de  $2 \cdot 10^{-13}$  a  $100 \cdot 10^{-13}$  m<sup>2</sup>/s, ou seja, variar de 50 (cinquenta) vezes segundo o aglomerante seja um cimento Portland de alto forno ou um cimento Portland comum, respectivamente. Adições de microfílica também podem reduzir substancialmente a difusividade dos íons cloreto nos poros do concreto.

Para dois anos de exposição em solução de cloreto de sódio a 3% ( $C_s = 3\% \text{ NaCl}$ ), o coeficiente efetivo de difusão variou de 2 a  $11 \cdot 10^{-13}$  m<sup>2</sup>/s, ou seja, uma variação de 5 vezes, para uma variação da relação água/cimento de 0,38 a 0,48, respectivamente<sup>75</sup>. A difusão dos cloretos depende ainda do cátion que esteja presente na solução do poro. Por exemplo, em argamassas com o mesmo teor de cloretos-Cl<sup>-</sup> sempre que o cátion for Ca<sup>2+</sup>, proveniente de cloreto de cálcio-CaCl<sub>2</sub>, a taxa de corrosão (a velocidade de corrosão após despassivado o aço) poderá ser 2 a 3 vezes maior que aquela observada com cátions provenientes do cloreto de sódio-NaCl<sup>76</sup>. Contrariamente o teor de cloretos necessários à despassivação do aço, é maior no caso dos cloretos provenientes do sal CaCl<sub>2</sub> que quando provenientes do NaCl ou KCl. A explicação de tal fato ainda não é satisfatória na literatura consultada pelo autor.

A difusão de cloretos pode ser medida através da metodologia desenvolvida por Page<sup>77</sup> (apresentada na seção 2.2 do capítulo II), nos fins da década de 1970, ou através de outros procedimentos<sup>78</sup>.

#### • penetração por permeabilidade

A permeabilidade, em regime laminar, estacionário e não turbulento, pode ser modelada pela lei de Darcy<sup>79</sup>:

$$\bullet V = k \frac{H}{x} = \frac{Q}{S} \quad \text{onde:}$$

V = velocidade de percolação da água em m/s

k = coeficiente de permeabilidade da água no concreto em m/s

H = pressão de água em m.c.a.<sup>80</sup>

x = espessura de concreto percolado pela água em m

Q = vazão de água percolada em m<sup>3</sup>/s

<sup>75</sup> HANSSON, Carolyn M. & BERKE, Neal S. Chlorides in Concrete. In: Symposium on Pore Structure and Permeability of Cementitious Materials, Boston, Nov. 1988. *Proceedings. Materials Research Society*, v. 137, p. 253-70, 1988.

<sup>76</sup> MEHTA, P. K.; SCHIESSL, P.; RAUPACH, M. Performance and Durability of Concrete Systems. In: International Congress on the Chemistry of Cement, 9., New Delhi, Nov. 1992. *Proceedings. s.n.t.*

<sup>77</sup> PAGE, C. L.; SHORT, N. R.; EL TARRAS, A. Diffusion of Chloride Ions in Hardened Cement Paste. *Cement and Concrete Research*, n.11, p. 395-406, 1981.

<sup>78</sup> BUENFELD, N. R.; NEWMAN, J. B. Examination of Three Methods for Studying Ion Diffusion in Cement Pastes, Mortars and Concrete. *Materials and Structures*, v. 20, p. 3-10, 1987.

<sup>79</sup> Henri Philibert Gaspard Darcy ( 1803 - 1858 ) engenheiro hidráulico francês que derivou por primeira vez a equação que governa o regime de escoamento laminar (não turbulento) de um fluido, em meio homogêneo.

<sup>80</sup> m.c.a. = metro coluna de água e cm.c.a. = centímetros coluna de água são unidades práticas de medida de pressão: 1 MPa ≈ 100 m.c.a. ≈ 10.000 cm.c.a.

$S = \text{área da superfície confinada por onde percola a água em m}^2$

$$\therefore x = \frac{k \cdot H}{V} \rightarrow x = \frac{k \cdot H}{\frac{dx}{dt}} \rightarrow x \cdot dx = k \cdot H \cdot dt$$

$$\int_0^x x \cdot dx = \int_0^t k \cdot H \cdot dt \rightarrow \frac{x^2}{2} = k \cdot H \cdot t$$

$$x = \sqrt{2 \cdot k \cdot H \cdot t} \quad \text{onde:}$$

$t = \text{período de tempo considerado em s}$

A permeabilidade do concreto de cobrimento para misturas preparadas com agregados densos e são, corretamente lançadas, adensadas e curadas é fortemente determinada pela permeabilidade da pasta de cimento<sup>81</sup>, sendo dependente preponderantemente da natureza, distribuição e quantidade total de poros e do grau de hidratação da pasta<sup>82</sup>. Por sua vez, a permeabilidade da pasta de cimento depende da composição do cimento, da relação água/cimento e do grau de hidratação do cimento. O coeficiente de permeabilidade da pasta a 1 dia de idade pode ser  $10^4$  vezes superior ao valor correspondente aos 7 dias e até  $10^6$  vezes maior que o coeficiente da mesma pasta aos 28 dias de idade sob cura adequada<sup>83</sup>. Portanto não basta especificar relação a água/cimento, uma vez que grau de hidratação é também de fundamental importância nas questões de durabilidade. Considerando que a vida útil de projeto de uma estrutura deveria ser adotada como pelo menos 50 anos e admitindo-se a favor da segurança, que o coeficiente de permeabilidade a 28 dias praticamente se mantém<sup>84</sup>, pode-se obter da Tabela III-2 as espessuras mínimas de cobrimento que evitariam o alcance das águas contaminadas às armaduras, despassivando-as, na idade considerada.

Com base na Tabela III-2 pode-se afirmar que quanto mais tarde, pelo menos acima de 28 dias, for colocado o ambiente agressivo em contato com a estrutura, melhor e mais durável esta será. Na prática esse fato ocorre normalmente; as estações de tratamento de águas, de esgotos, os tanques industriais, os reservatórios, as estruturas marítimas, as canaletas, e outros elementos, quando novos, raramente são colocados em serviço antes de

<sup>81</sup> REUNION INTERNATIONALE de LABORATOIRES D'ESSAIS et MATERIAUX. Corrosion of Reinforcement and Prestressing Tendons: a "State-of-Art" Report. Reported by RILEM Technical Committee 12-CRC. *Matériaux et Constructions*, v. 9, n. 51, p. 187-206, 1976.

<sup>82</sup> PEREIRA, C. J.; RICE, R. W.; SKALNY, J. P. Pore Structure and its Relationship to Properties of Materials. In: Symposium on Pore Structure and Permeability of Cementitious Materials, Boston, Nov. 28-30, 1988. *Materials Research Society Symposium Proceedings*, v. 137, p. 3-21, 1988.

<sup>83</sup> POWERS, Treval C. Structure and Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste. *Journal of the American Ceramic Society*, v. 41, n. 1, p. 1-6, 1958.

<sup>84</sup> Pode ser considerado válido no caso de concretos de reduzida relação água/cimento pois não terão mais espaço para os produtos da hidratação, assim como concretos de relação água/cimento usual porém mantidos em atmosferas secas de baixa umidade relativa que também não terão mais água para seguir hidratando o cimento.

6 meses da data de sua concretagem. Nesses casos valerá o coeficiente de permeabilidade de 28 dias pois daí para a frente, este poderá ser considerado estável, na maioria das situações. Assim raciocinando para uma vida útil de 50 anos, o cobrimento mínimo à armadura para uma estrutura com  $f_{ck} = 45$  MPa, deveria ser de 17 mm, perfeitamente exequível, enquanto para uma estrutura com  $f_{ck} = 25$  MPa deveria ser pelo menos de 280 mm, o que seria absolutamente inviável. Consequentemente não se pode esperar mais de um concreto do que aquilo que ele pode oferecer. Com as relações água/cimento usuais, em torno de 0,60, sempre será necessário prever revestimentos superficiais ou arcar com manutenções corretivas frequentemente.

**TABELA III-2. Espessuras mínimas de cobrimento de concreto à armadura para evitar o alcance de soluções agressivas por percolação<sup>85</sup>.**

a/c kg/kg	idade dias	$f_{ck}$ <sup>86</sup> MPa	coeficiente de permeabilidade k $10^{-12}$ cm/s	x* mm
0,38	1	13	2.000.000	126
	7	33	20.000	33
	28**	45	2	17
0,42	1	10	8.000.000	259
	7	29	80.000	68
	28**	40	8	35
0,48	1	8	25.000.000	459
	7	25	25.000	121
	28**	35	25	62
0,60	1	4	500.000.000	2.072
	7	16	500.000	548
	28**	25	500	280
0,70	1	2	5.600.000.000	6.926
	7	12	56.000.000	1.834
	28**	20	5.600	936

\* parede de concreto armado submetido a pressão de 5 m.c.a., usual em reservatórios, em estações de tratamento água, em estações de tratamento de efluentes e em grandes tanques industriais.

\*\*coeficiente de permeabilidade praticamente equivalente ao de 50 anos.

#### • penetração por migração

A ação de um campo elétrico, como aquele gerado pelas células de corrosão eletroquímica, pode transportar e concentrar íons, por migração. Uma maneira experimental simples de comprovar esse fenômeno pode ser, por exemplo, com o emprego do ensaio de corrente impressa descrito na seção 2.6, no capítulo II. O transporte de massa neste caso obedecerá a clássica lei de Faraday<sup>87</sup>, a saber;

<sup>85</sup> Valores hipotéticos adotados com base na literatura e na experiência do autor, a título exemplificativo.

<sup>86</sup> Obtidos a partir da relação água/cimento tomando-se como referência os parâmetros dos concretos de cimento Portland comum (CP 32), conforme resultados médios experimentais obtidos com cimentos de todas as fábricas nacionais, apresentados em HELENE, P. R. L. Contribuição ao Estabelecimento de Parâmetros para Dosagem e Controle dos Concretos de Cimento Portland. São Paulo, 1987. Tese (Doutoramento). Escola Politécnica. Universidade de São Paulo.

<sup>87</sup> Michael Faraday (1791 - 1867) físico-químico britânico que descobriu, através de experiências químicas, os princípios do eletromagnetismo e da indução de corrente elétrica.

$$m = \frac{i \cdot t \cdot a}{n \cdot F} \quad \text{onde;}$$

$m$  = massa em g de metal corroído

$i$  = corrente elétrica em A

$t$  = tempo em s

$a$  = massa atômica em g

$n$  = valência dos íons do metal

$F$  = constante de Faraday [ 96.493 C]

Normalmente a migração de cloretos é avaliada pelo método de penetração de cloretos da norma ASTM C 1202, apresentado na seção 2.3 do capítulo II. Scali, Chin e Berke<sup>88</sup> estudaram o efeito da adição de microssilica e de variação da relação água/cimento na quantidade de íons, em Coulombs, que migraram de uma célula a outra em função da diferença de potencial (60V) impressa ao sistema, obtendo os resultados mostrados na Fig.III-16.

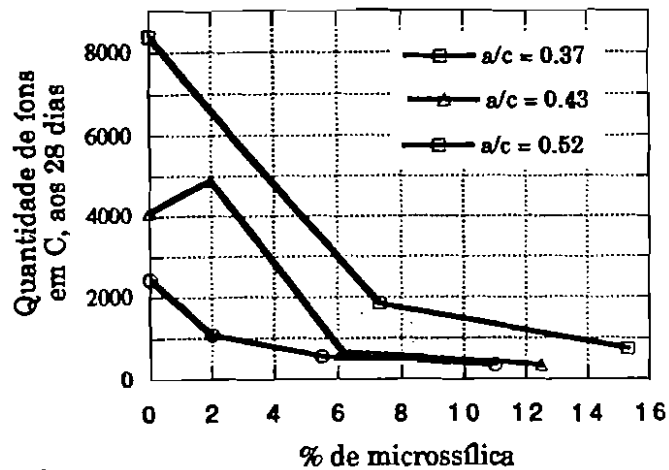


FIGURA III-16. Quantidade de íons, em C, migrados por ação de campo elétrico, em função da relação água/cimento e teor de microssilica. (SCALI, M. J., CHIN, D. & BERKE, N. S., 1987)<sup>88</sup>

### Meio ambiente

A profundidade de penetração e o teor de cloretos são altamente dependentes do micro clima e da atmosfera onde está inserida o componente estrutural. Em geral a região de variação e respingos da maré é uma das mais atacadas pois tem cloretos, água e oxigênio suficientes para o processo da corrosão. Observações em estruturas de concreto armado com 24 anos de idade<sup>89</sup>, situadas em regiões ao nível do mar, nas regiões

<sup>88</sup> SCALI, M. J.; CHIN, D.; BERKE, N. S. Effect of the Microsilica and Fly Ash Upon the Microstructure and Permeability of Concrete. In: J. Bayles; G. R. Gouda; A. Nisperos, eds. International Conference on Cement Microscopy, 9. Duncanville, Texas, 1987. Anals. s.l. 1987. p. 375-97

<sup>89</sup> LIAM, K. C.; ROY, S. K. & NORTHWOOD, D. O. Chloride Ingress Measurements and Corrosion Potential Mapping Study of a 24-year-old Reinforced Concrete Jetty Structure in a Tropical Marine Environment. Magazine of Concrete Research, v. 44, n. 160, p. 205-15, Sept. 1992.

submersas e nas regiões de respingos de maré<sup>90</sup>, encontraram que o coeficiente efetivo de difusão de cloretos variou de  $D_{efCl} = 21 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$  a  $D_{efCl} = 55 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$ . As observações constataram que ciclos de molhagem e secagem (típicos de zonas de respingo de maré) concentraram os cloretos dentro da estrutura, ao mesmo tempo que essas zonas de respingo de maré também mostraram-se as mais atacadas por corrosão, tanto por observação visual quanto por mapeamento a partir de potenciais de corrosão (ASTM C 876). Em termos de vida útil de projeto, a partir dos coeficientes de difusão encontrados, Liam, Roy e Northwood<sup>89</sup> previram 6 a 10 anos para a região de respingos da maré, 15 a 18 anos para a região correspondente ao nível máximo da maré e 30 a 35 anos para a região submersa no mar, referidos a um mesmo concreto e cobrimento de armadura.

Em regiões litorâneas a direção preferencial dos ventos determina de forma marcante as fachadas que estarão submetidas a um grau superior de ataque. As partículas de água do mar, contendo sais dissolvidos, inclusive cloretos, em suspensão na atmosfera, são arrastadas pela força dos ventos e depositadas por impactação na superfície das estruturas de concreto. A evaporação normal da água do mar não carrega cloretos, mesmo porque esse fenômeno corresponde a uma separação das partículas dissolvidas e uma decantação das partículas em suspensão na água. Águas agitadas e vento, no entanto, favorecem que partículas de água e névoa salina sejam transportadas em suspensão no ar.

Mehta, Schiessl e Raupach<sup>91</sup> relatam experimento efetuado com o objetivo de verificar a influência da direção de difusão do vapor de água, na quantidade de cloretos difundida no concreto. Os resultados apresentados na Fig. III-17, demonstram claramente que uma grande quantidade de cloretos concentrou-se na direção da difusão do vapor de água, enquanto na direção oposta praticamente não houve penetração de cloretos.

A temperatura também joga um papel importante no processo de penetração de cloretos. Um aumento de temperatura de 15°C para 30°C praticamente dobra o coeficiente efetivo de difusão de cloretos<sup>89</sup>. Efeito similar verifica-se ao passar de 20°C para 50°C<sup>92</sup>.

### Relação água/cimento

A relação água/cimento determina a microestrutura das pastas, argamassas e concretos de cimento Portland. A quantidade, forma e distribuição dos poros capilares que em última instância representam o caminho de transporte do ânion cloreto, são decorrentes da relação a/c, da idade e da cura, ou seja, do grau de hidratação dos grãos de cimento.

<sup>90</sup> Na realidade nessa região ocorre também, simultaneamente, a penetração por absorção capilar. O modelo da difusão foi imposto pelos autores porém observa-se que das três regiões foi nessa onde o modelo adotado menos adaptou-se aos valores efetivos medidos "in loco".

<sup>91</sup> MEHTA, P. K.; SCHIESSL, P.; RAUPACH, M. Performance and Durability of Concrete Systems. In: International Congress on the Chemistry of Cement, 9., New Delhi, Nov. 1992. Proceedings. s.n.t.

<sup>92</sup> HANSSON, Carolyn M. & BERKE, Neal S. Chlorides in Concrete. In: Symposium on Pore Structure and Permeability of Cementitious Materials, Boston, Nov. 1988. Proceedings. Materials Research Society, v. 137, p. 253-70, 1988.

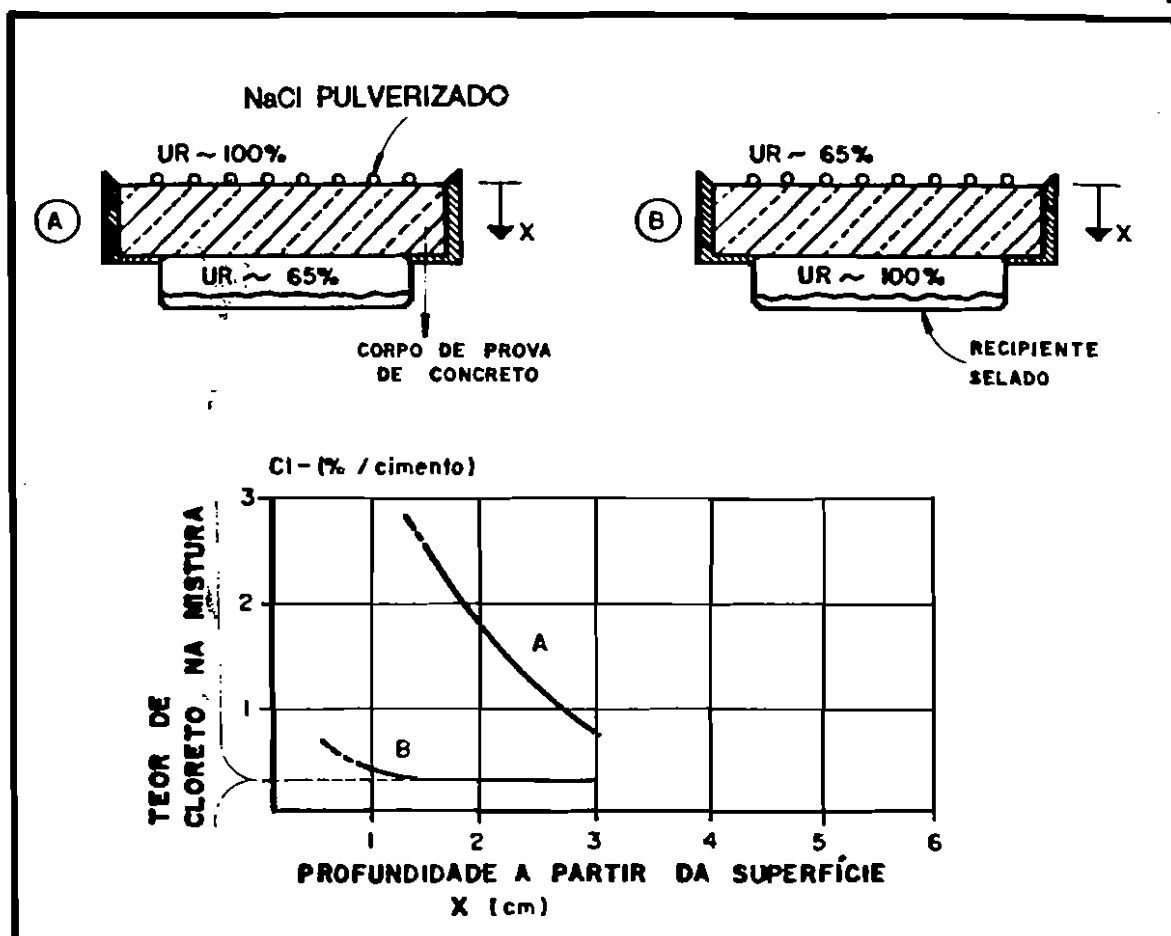


FIGURA III-17. Influência da direção do fluxo de vapor de água, no teor e profundidade de penetração de cloretos. (MEHTA, P. K.; SCHIESSL, P. & RAUPACH, M., 1992)<sup>91</sup>

Em recentes investigações efetuadas com cimentos europeus, Frey<sup>93</sup> e Jagermann<sup>94</sup> encontraram que o coeficiente efetivo de difusão reduziu-se num intervalo de 0,25 a 0,5 ao reduzir a relação água/cimento de 0,6 a 0,4. Hansson e Berke<sup>92</sup> encontraram coeficiente efetivo de difusão de  $0,2 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$  para relação água/cimento de 0,38 e  $1,1 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$  para relação água/cimento de 0,48, ou seja, um aumento de 5,5 vezes. Para as mesmas relações água/cimento porém em concretos com 15% de microssilica a variação encontrada pelos pesquisadores citados foi de 2,3 vezes.

Em amplo estudo efetuado por Mangat e Molloy<sup>95</sup> em prismas de concreto armado monitorados eletroquimicamente e submetidos a ciclos de molhagem e secagem com jatos de solução salina com NaCl, o parâmetro decisivo na proteção da armadura foi a relação água/cimento. Suas conclusões, aplicáveis apenas aos estudos em questão, foram:

<sup>93</sup> R. Frey Apud MEHTA, P. K.; SCHIESSL, P.; RAUPACH, M. Performance and Durability of Concrete Systems. In: International Congress on the Chemistry of Cement, 9., New Delhi, Nov. 1992. Proceedings. s.n.l. p. 40

<sup>94</sup> JAGERMANN, C. Effect of Water-Cement Ratio and Curing on Chloride Penetration into Concrete Exposed to Mediterranean Sea Climate. *ACI Materials Journal*, Jul. Aug. 1990.

<sup>95</sup> MANGAT, P. S.; MOLLOY, B. T. Factors Influencing Chloride-Induced Corrosion of Reinforcement in Concrete. *Materials and Structures*, v. 25, n. 151, p. 404-11, Aug. Sept. 1992.



- a) a relação água/cimento é o fator dominante e valores de  $a/c \leq 0,45$  são suficientes para proteger a armadura, e
- b) o consumo de cimento por  $m^3$  de concreto variando de 330 a 530  $kg/m^3$  mostrou uma influência insignificante na proteção contra a corrosão.

Atkinson e Nickerson<sup>96</sup> encontraram que a relação água/cimento é fortemente determinante da difusão de cloretos nos concretos. Para eles a melhor correlação entre o coeficiente de difusão e a relação água/cimento parece ser exponencial, ou seja, de mesma natureza da clássica relação encontrada por Duff Abrams<sup>97</sup> para a resistência à compressão dos concretos plásticos há mais de 70 anos atrás.

#### Adições ao cimento

As características do cimento parecem ter influência decisiva na penetração de cloretos no concreto. A maioria das adições ativas melhoram a resistência do concreto à penetração de cloretos. Parece ser que essas melhorias são decorrentes de uma melhor distribuição das dimensões dos poros e maior densificação da interface matriz/agregado<sup>98</sup>.

Segundo Mehta, Schiessl e Raupach<sup>98</sup>, citando as investigações de vários pesquisadores, o mais alto coeficiente efetivo de difusão tem sido encontrado nos concretos de cimento Portland resistente a sulfatos, de baixo teor de aluminato tricálcico,  $C_3A$ , variando na faixa de 60 a  $115 \cdot 10^{-13} m^2/s$  para relação água/cimento de 0,5; a seguir aparecem os cimentos Portland comum e os cimentos com adições de materiais pozolânicos. Os de menor coeficiente efetivo de difusão, ou seja, de maior resistência à penetração de cloretos parecem ser os cimentos com microsilica e principalmente os cimentos com mais de 65% de escória de alto forno, nos quais  $D_{efCl}$  variou de 0,3 a  $2 \cdot 10^{-13} m^2/s$ .

Rasheeduzzafar<sup>99</sup>, Al-Saadoun e Al-Gahtani<sup>100</sup>, encontraram que elevados teores de aluminato tricálcico- $C_3A$ , no cimento podem postergar significativamente o início da corrosão. Empregando a técnica do potencial de corrosão "ASTM C 876" e ensaios acelerados em banhos de solução de cloreto de sódio-NaCl, a 5%, observaram que a corrosão em armaduras inseridas em prismas moldados com concreto de 9; 11 e 14% de aluminato tricálcico- $C_3A$ , todos com 10% de microsilica, iniciaram a corrosão em prazo

<sup>96</sup> ATKINSON, A.; NICKERSON, A. K. The Diffusion of Ions Through Water-Saturated Cement. *Journal of Materials Science*, n. 19, p. 3068-78, 1984.

<sup>97</sup> ABRAMS, Duff Andrew. *Design of Concrete Mixtures*. Chicago, Structural Materials Research Laboratory, 1918. (Lewis Institute Bulletin, 1)

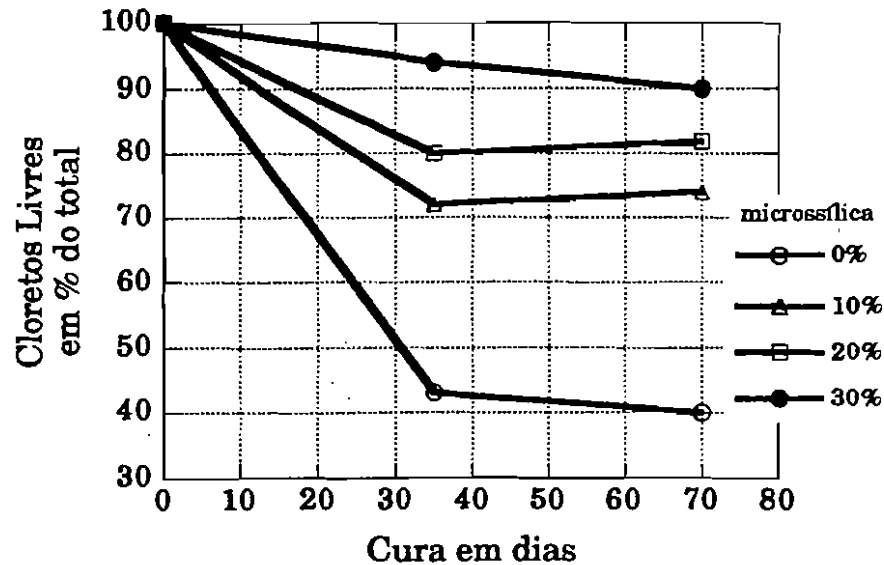
<sup>98</sup> MEHTA, P. K.; SCHIESSL, P.; RAUPACH, M. Performance and Durability of Concrete Systems. In: *International Congress on the Chemistry of Cement*, 9., New Delhi, Nov. 1992. *Proceedings*. s.n.t.

<sup>99</sup> RASHEEDUZZAFAR. Influence of Cement Composition on Concrete Durability. *ACI Materials Journal*, v. 89, n. 6, p. 574-86, Nov. Dec. 1992.

<sup>100</sup> RASHEEDUZZAFAR; AL-SAADOUN, S.S. & AL-GAHTANI, A. S. Reinforcement Corrosion-Resisting Characteristics of Silica-Fume Blended-Cement Concrete. *ACI Materials Journal*, V. 89, N. 4, July Aug. 1992. p. 337-46

5,12; 7,35 e 7,39 vezes mais longo que o de início da corrosão observada em prismas de concreto com apenas 2% de C<sub>3</sub>A. Ellis<sup>101</sup> chama atenção para o fato de que sempre se deve considerar, nas comparações, um certo teor a mais de adição em relação ao consumo inicial de cimento, utilizado como referência, ou seja, os “novos” concretos testados devem ter maior consumo de aglomerante por m<sup>3</sup>. Caso a comparação seja feita utilizando a adição como substituição de parte do cimento, o desempenho final geralmente não é melhor.

Uma característica importante, similar ao caso da carbonatação, parece ser a capacidade da pasta de cimento em reter cloretos. Essa retenção tanto pode advir da influência dos compostos do cimento quanto da natural capacidade dos produtos da hidratação em reterem cloretos física e quimicamente. Adições de microssilica parecem não contribuir, neste caso, para o aumento da retenção de cloretos<sup>102</sup>, conforme apresentado na Fig.III-18.



**FIGURA III-18.** *Proporção do total de cloretos que permanecem livres na solução intersticial para participar das reações de despassivação do aço.*  
(PAGE, C. L. & VENNESLAND, Ø., 1983)<sup>102</sup>

Considerando que concretos dosados com cimentos com adições ativas podem ser mais impermeáveis e mais resistentes que concretos de cimento Portland comum, a Fig.III-18 aparece como um aparente paradoxo. Interpretando corretamente podemos dizer que a

<sup>101</sup> ELLIS Jr., W. E. For Durable Concrete, Fly Ash Does Not “Replace” Cement. *Concrete International*, p. 47-51, July 1992.

<sup>102</sup> PAGE, C. L.; VENNESLAND, O. Pore Solution Composition and Chloride Binding Capacity of Silica-Fume Cement Pastes. *Materials and Structures*, v. 16, n. 91, p. 19-25, Jan. Feb. 1983.

quantidade total de cloretos que penetram em concretos de cimento com adições ativas é significativamente menor, porém do total penetrado quanto mais adição menor a capacidade de retenção de cloretos.

Por outro lado, a redução do pH contribui para a redução da capacidade de retenção físico-química de cloretos e conseqüentemente a carbonatação e ataques de natureza ácida aumentam a concentração de cloretos na solução intersticial do concreto. Portanto, cloretos que estavam presos nos produtos da hidratação podem passar a ficar livres e disponíveis para as reações de corrosão e despassivação do aço<sup>103</sup>.

Teores iniciais de 0,6% de cloretos por kg de cimento, obtido a partir da adição de cloreto de cálcio,  $\text{CaCl}_2$ , à água de amassamento do concreto dosado com cimento Portland comum, podem acarretar concretos com concentração inicial de 9.000 mg/L na solução dos poros, medida nas primeiras 15 horas após concretagem<sup>100</sup>. Com 28 dias de idade essa concentração pode cair a 2.000 mg/L, permanecendo assim enquanto não houver carbonatação.

Está comprovado que parte dos cloretos podem ficar retidos na formação do cloroaluminato de cálcio, conhecido por sal de Friedel<sup>104</sup>,  $\text{C}_3\text{A} \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ . A difusão é retardada pela capacidade de combinação dos cloretos com o aluminato de cálcio. Essa reação reduz os cloretos livres e favorece a proteção das armaduras. Alguns processos construtivos, de desforma precoce, só são viáveis com a utilização de aditivos aceleradores de pega e endurecimento à base de cloreto de cálcio,  $\text{CaCl}_2$ . Afortunadamente, nessas condições, os cimentos mais adequados, do ponto de vista das características mecânicas, são justamente os que contêm altos teores de  $\text{C}_3\text{A}$ .

Resumindo, os cloretos se apresentam no concreto de três diferentes formas: 1) livres para despassivar o aço; 2) combinados quimicamente, ou, 3) retidos por adsorção física às paredes dos capilares. Segundo Tuutti<sup>105</sup>, a relação entre cloretos livres e cloretos retidos pode ser assumida como da ordem de 0,7, ou seja, do total de cloretos presentes no concreto somente da ordem de 41% ficam livres para as reações deletérias. Rasheeduzzafar, Hussein e Al-Saadoun<sup>106</sup> encontraram valores de cloretos livres de 41% para cimento com 2% de  $\text{C}_3\text{A}$  a apenas 12% de cloretos livres para concretos moldados com cimentos de 14% de  $\text{C}_3\text{A}$ . Trabalharam com adição de 0,3% e 0,6% de cloreto de

<sup>103</sup> MAILVAGANAM, Noel P. *Repair and Protection of Concrete Structures*. Boca Raton, CRC Press, 1992.

<sup>104</sup> Charles Friedel ( 1832 - 1899 ), químico e mineralogista francês que formulou as leis básicas da estrutura interna e morfologia externa dos cristais.

<sup>105</sup> TUUTTI, Kyosti. *Corrosion of Steel In Concrete*. Stockholm, Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982.

<sup>106</sup> RASHEEDUZZAFAR; HUSSEIN, E.; AL-SAADOUN, S. S. Effect of Tricalcium Aluminate Content of Cement on Chloride Binding and Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete. *ACI Materials Journal*, v. 89, n.1, p. 3-12, Jan. Feb 1992.

cálcio adicionado ao concreto, em relação à massa de cimento. Vaidergorin e Dantas<sup>107</sup>, estudando concretos com cimentos Portland nacionais encontraram que o teor de cloretos livres está na faixa de 70 a 90% do total adicionado. Evidentemente essa relação depende muito do tipo de cimento, das adições ao cimento, do grau de hidratação, da umidade relativa do ambiente onde o concreto se encontra e da até do método de ensaio empregado. De qualquer modo vale registrar que os teores geralmente fixados por normas referem-se a cloretos totais, o que significa diferentes teores efetivos de cloretos livres. Portanto os valores de norma, simplistas e práticos, estão normalmente a favor da segurança.

#### **Limite para despassivar**

A maioria das normas e especificações técnicas que se referem ao assunto tomam como referência o teor de cloretos referidos à massa de cimento, ou seja, g de Cl<sup>-</sup>/kg de cimento, ou % de Cl<sup>-</sup>/kg de cimento. Essa referência tem a vantagem de ser simples quando se trata de obra por construir. Por outro lado, quando se trata de obras acabadas, a reconstituição do traço e a correta determinação do consumo de cimento<sup>108</sup>, não são fáceis, sobretudo para concretos contendo agregados carbonáticos. Tanto podem haver erros de amostragem, quanto interferências complexas das adições ao cimento que podem distorcer o cálculo do real consumo de cimento por m<sup>3</sup> de concreto. Os erros de amostragem podem advir, por exemplo, do conhecido "efeito parede"<sup>109</sup> que aumenta o consumo aparente de cimento nessas regiões em relação ao consumo médio geral. Como consequência o teor aparente de cloretos diminui. Normalmente é justo dessas regiões de cobrimento à armadura que são retiradas as amostras para ensaio. Por outro lado sendo uma penetração de cloretos do exterior para o interior do componente estrutural, a amostragem tem necessariamente que ser feita de faixas progressivamente internas com espessuras médias máximas de 0,5 cm. Portanto o teor de cloretos encontrado em cada faixa deve ser calculado em relação ao consumo de cimento de cada faixa ou em relação ao consumo médio de cimento do traço de concreto? Como comparar teor de cloretos livres, que são os realmente importantes na despassivação do aço, determinado em concretos endurecidos, com os teores limites especificados por normas, que geralmente são referidos a cloretos totais?

Para contornar as dificuldades de resposta a essas e outras questões, alguns

<sup>107</sup> VAIDERGORIN, Evelyne Y. L.; DANTAS, Francisco A. S. Determinação de Cloretos em Concretos Endurecidos. In: Seminário sobre Inspeção do Concreto, São Paulo, ago. 1984. Anais. São Paulo, IBRACON, 1984.

<sup>108</sup> VAIDERGORIN, Evelyne Y. L.; DANTAS, Francisco A. S. Reconstituição de Traço de Concretos Endurecidos. In: Seminário sobre Inspeção do Concreto, São Paulo, ago. 1984. Anais. São Paulo, IBRACON, 1984.

<sup>109</sup> Por efeito parede entende-se a movimentação da argamassa e pasta para junto das superfícies contínuas limites que restringem o concreto tais como fôrmas, armaduras e agregados. Essa movimentação de enriquecimento aparente do traço é conseguida à custa do empobrecimento da massa de concreto do interior.

pesquisadores preferem referir o limite de cloretos à massa total de concreto ou à água de amassamento. Apesar da grande vantagem e facilidade de medir o teor de cloretos em relação à massa total de concreto, perde-se a referência da estrutura interna do concreto e poder-se-ia imaginar que um concreto de consumo de cimento de 150 kg/m<sup>3</sup> e 200 L/m<sup>3</sup> de água de amassamento, seria tão resistente à corrosão quanto um de consumo 400 kg/m<sup>3</sup> com a mesma quantidade de água por m<sup>3</sup>, pois ambos poderiam ter o mesmo teor de cloretos por m<sup>3</sup>. Por outro lado, fixado um teor de cloretos por kg de água de amassamento significaria que é possível adicionar mais cloretos em concretos de elevada relação água/cimento, ou seja, quanto mais água de amassamento mais cloretos serão permitidos.

Na realidade os três critérios anteriores fogem da questão chave: *Qual é a concentração de cloretos livres que na solução intersticial é capaz de despassivar o aço?*

Os primeiros estudos para determinação do teor limite ou patamar de cloretos acima do qual há a despassivação da armadura foram conduzidos por Hausmann<sup>110</sup>, em 1967, encontrando:

$$\frac{c_{Cl^-}}{c_{OH^-}} \leq 0,61 \quad \text{onde;}$$

$c_{Cl^-}$  = concentração de cloretos em equivalente/L

$c_{OH^-}$  = concentração de hidroxilas em equivalente/L

Andrade<sup>111</sup> estudou a evolução da corrente de corrosão- $i_{corr}$ , em função da relação  $c_{Cl^-}/c_{OH^-}$ , tanto para soluções de cloreto de sódio-NaCl quanto para soluções de cloreto de cálcio-CaCl<sub>2</sub>, encontrando forte correlação entre ambas e despassivação nítida para relação entre 0,5 e 1,0, conforme mostrado na Fig.III-19.

Esses estudos e outros<sup>112</sup> foram efetuados em soluções simuladas também chamadas artificiais, que procuraram representar a solução dos poros do concreto. O aço sob a influência efetiva da porosidade e características do concreto, ou seja da microestrutura interna do concreto, é menos sensível à despassivação. Em outras palavras o limite acima referido e amplamente utilizado nas normas e referências sobre o tema, está do lado da segurança. Lambert, Page e Vassie<sup>113</sup> encontraram que a relação crítica necessária para despassivar o aço dentro do concreto deve ser de  $c_{Cl^-}/c_{OH^-} = 3$ . Essa constatação

<sup>110</sup> HAUSMANN, D. A. Steel Corrosion in Concrete: How Does it Occur? *Materials Protection*, v. 11, n. 6, p. 19-23, Nov. 1967.

<sup>111</sup> ANDRADE, C.; CASTELO, V.; ALONSO, C.; GONZÁLEZ, J. A. The Determination of the Corrosion Rate of Steel Embedded in Concrete by the Polarization Resistance and AC Impedance Methods. In: V. Chaker, ed. *Corrosion Effects of Stray Currents and the Techniques for Evaluating Corrosion of Rebars in Concrete*. Philadelphia, ASTM, 1986. p. 43-63 (STP 906)

<sup>112</sup> GOUDA, V. K. Corrosion and Corrosion Inhibition of Reinforcing Steel. *British Corrosion Journal*, v. 5, Sept. 1970.

<sup>113</sup> LAMBERT, P.; PAGE, C. L.; VASSIE, P. R. W. Investigation of Reinforcement Corrosion. 2. Electrochemical Monitoring of Steel in Chloride- Contaminated Concrete. *Materials and Structures*, v. 24, p. 351-58, 1991.

representa uma verdadeira renovação de conhecimentos na área. Justificam esse valor em função de estudo efetuado diretamente em corpos de prova armados e relações de concentração na solução intersticial, medidas diretamente nos poros, ou seja, estudo realizado em concretos em situações reais e não em soluções artificiais de laboratório. Na opinião deste autor não há ainda trabalhos e experiências suficientes e convincentes para poder definir que concentração é efetivamente aquela que despassiva o aço no concreto.

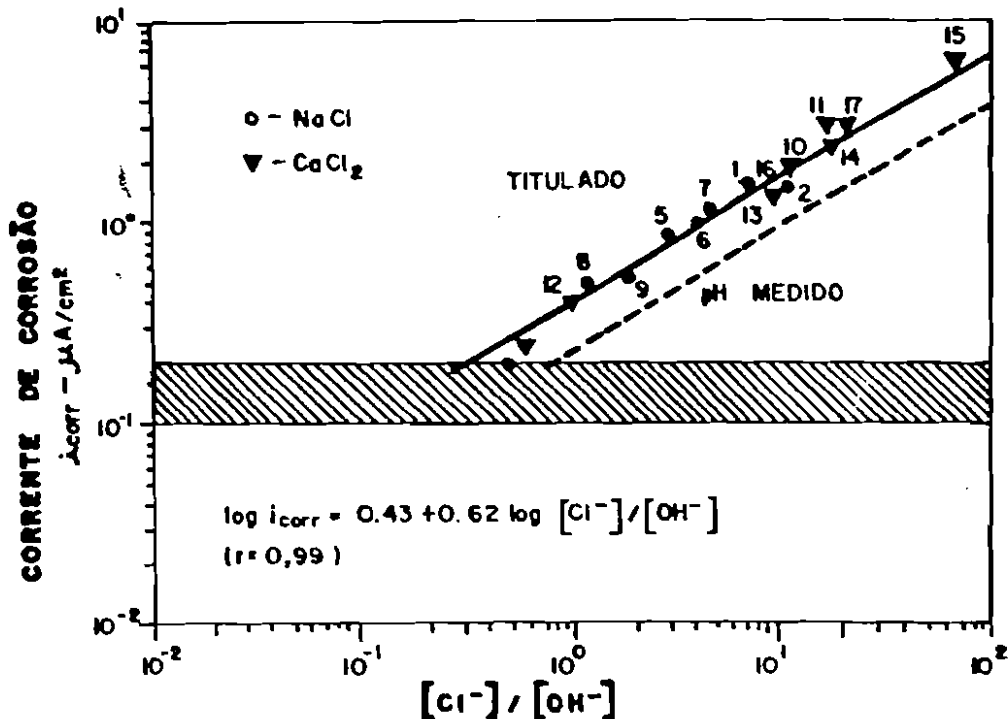


FIGURA III-19. Relação entre corrente de corrosão e concentração de cloretos relativamente à concentração de hidroxilas. (ANDRADE, C. et alii, 1986)<sup>111</sup>

Na realidade o limite de cloretos, mesmo na relação  $c_{\text{Cl}^-}/c_{\text{OH}^-}$ , que é muito mais correto que simples teor em relação a cimento, concreto ou água de amassamento, não pode ser tomado isoladamente, uma vez que a resistividade elétrica e a disponibilidade de oxigênio jogam papel importante no processo de corrosão de armaduras<sup>114</sup>. O CEB<sup>115</sup> recomenda que o limite a ser adotado leve em consideração também a umidade relativa do ambiente no qual está inserida a estrutura, a qualidade do concreto e a eventual ocorrência simultânea de carbonatação, conforme apresentado na Fig. III-20.

Os limites de normas para o teor máximo de cloretos em concretos destinados a múltiplas finalidades estão apresentados na secção 4.5 do capítulo IV.

<sup>114</sup> FARIAS, Roberto F. S. Corrosão das Armaduras do Concreto: Mecanismos e Controle. São Paulo, 1991. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

<sup>115</sup> COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON. Durable Concrete Structures. Design Guide. Lausanne, Thomas Telford, 1992. p. 75

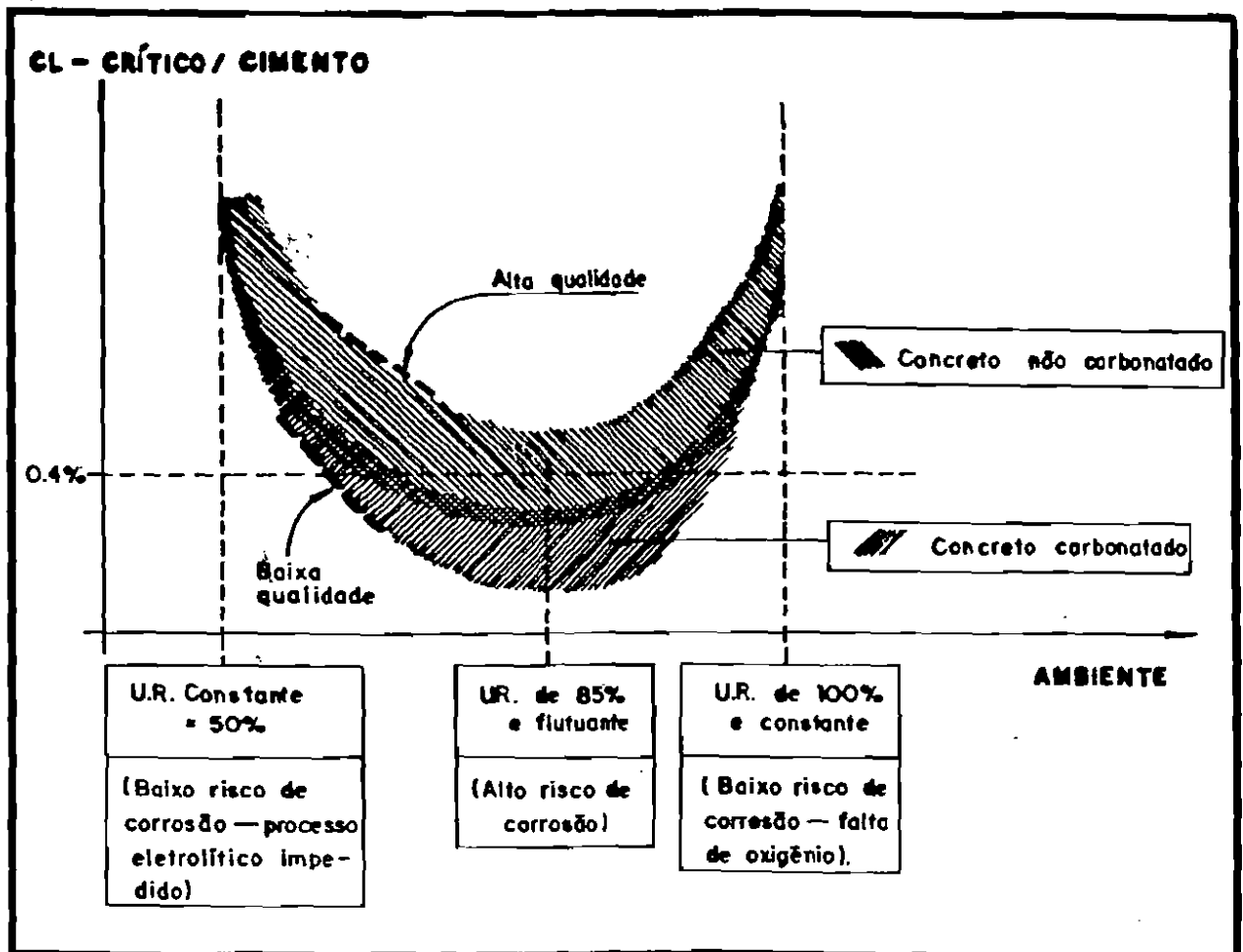


FIGURA III-20. Nomograma conceitual prático para adoção do teor limite ou crítico máximo de cloretos no concreto. (CEB, 1992)<sup>115</sup>

### 3.4 Resistividade Elétrica

Por resistividade elétrica, também denominada resistência específica, entende-se a resistência elétrica de um material homogêneo e isotrópico de secção reta com área e comprimento unitário.

A resistividade do ferro é da ordem de  $1,2 \cdot 10^{-7} \Omega m$ , enquanto a da água do mar pode ser de  $0,2 \Omega m$ ; de águas pantanosas  $1 \Omega m$ ; de água doce  $100 \Omega m$ ; de basaltos  $10^4 \Omega m$ ; de calcários densos  $29 \cdot 10^6 \Omega m$ , de granitos  $88 \cdot 10^6 \Omega m$ , e de concretos de boa qualidade em equilíbrio com ambientes de baixa UR, da ordem de  $10^4$  a  $10^5 \Omega m$ <sup>116,117</sup>.

O concreto saturado de água comporta-se como um semicondutor, com resistividade elétrica da ordem de  $10^2 \Omega m$ , enquanto que seco em estufa ventilada pode ser considerado isolante elétrico com resistividade da ordem de  $10^6 \Omega m$ . A resistividade do concreto

<sup>116</sup> PETROCOKINO, M. D. Les Divers Aspects de la Corrosion des Armatures dans les Ouvrages en Béton Armé e Précontraint. Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, v.13, n. 153, p.915-36, 1960.

<sup>117</sup> MONFORE, G. E. The Electrical Resistivity of Concrete. Skokie, Portland Cement Association, May 1968. (Bulletin, 224)

depende do grau de hidratação do cimento, aumentando com o aumento deste<sup>118</sup>. A corrente elétrica no concreto movimenta-se através de um processo eletrolítico, ou seja, quanto maior a atividade iônica<sup>119</sup> do eletrólito, menor a resistividade do concreto. Portanto, a um aumento da relação água/cimento, a um aumento da umidade relativa do ambiente e da eventual presença de íons agressivos, tais como  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{SO}_4^{2-}$ ,  $\text{H}^+$  e outros, corresponderá uma redução significativa da resistividade do concreto. A resistividade de um líquido é inversamente proporcional ao teor de sais dissolvidos enquanto a de materiais porosos é inversamente proporcional à umidade salina absorvida<sup>120</sup>.

A velocidade de molhagem do concreto é muito superior à sua velocidade de secagem. Enquanto a secagem é um fenômeno que depende da tensão de vapor saturante do ambiente externo, ou seja, da UR, da temperatura e de fenômenos de convecção superficial, assim como da tensão de vapor saturante nos próprios poros capilares internos, a molhagem está associada a fenômenos de sucção capilar que são muito mais rápidos e expressivos. Portanto uma certa massa de água entra mais rapidamente no concreto que o tempo levado para sua perda por evaporação, conforme mostrado na Fig.III-21<sup>121</sup>.

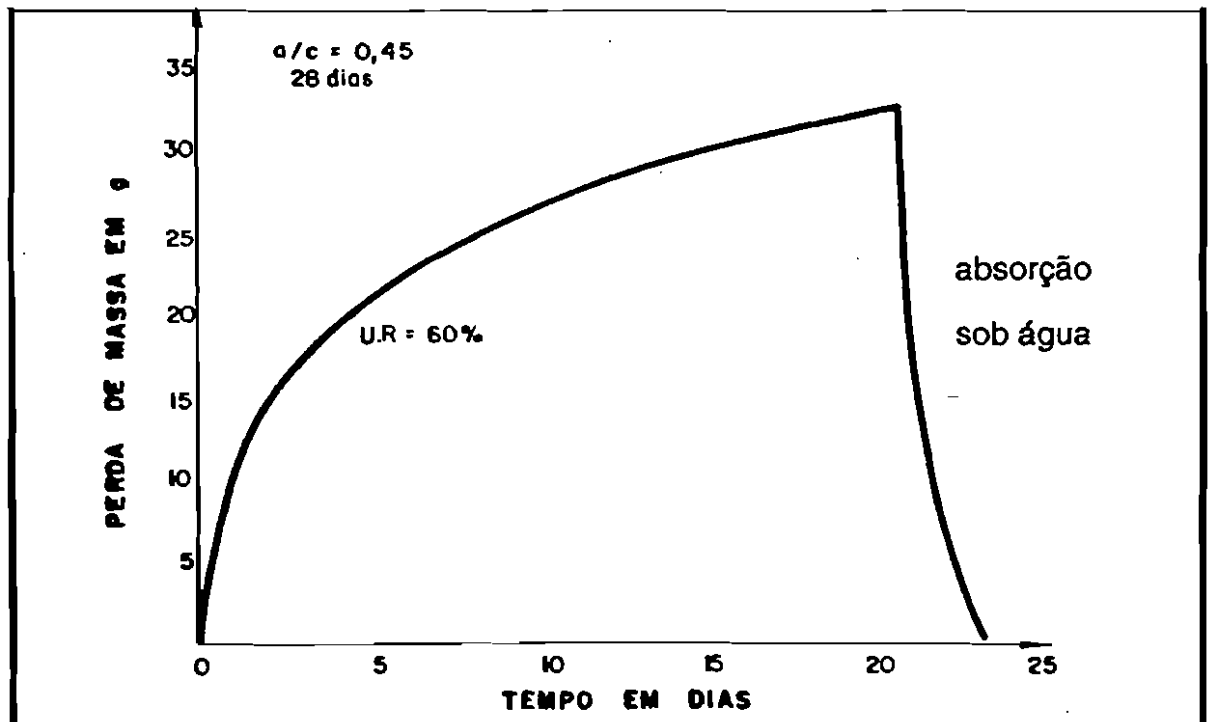


FIGURA III-21. Velocidade de perda e de absorção de uma mesma massa de água em concreto de relação  $a/c = 0,45$ , em ambiente de  $UR = 60\%$ . (BAKKER, R. F. M., 1988)<sup>121</sup>

<sup>118</sup> McCARTER, W. J.; FORDE, M. C.; WHITTINGTON, H. W. Resistivity Characteristics of Concrete. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, v. 71, part 2, p. 107-17, Mar. 1981.

<sup>119</sup> Por atividade iônica entende-se como a ação conjunta (produto) da concentração do íon na solução com a força iônica do eletrólito.

<sup>120</sup> HELENE, P. R. L. *Corrosão em Armaduras para Concreto Armado*. São Paulo, IPT, PINI, 1986. p.15

<sup>121</sup> BAKKER, R. F. M. Initiation Period. In: P. Schiessl, ed. *Corrosion of Steel in Concrete*. RILEM Report of Technical Committee 60-CSC. London, Chapman & Hall, 1988. p. 22-55



Na realidade, a evaporação, que é um fenômeno de superfície, ocorre muito mais rapidamente que o transporte de água e secagem interna do concreto, que são fenômenos de massa. Portanto, sempre que uma superfície de concreto esteja em um ambiente de UR baixa, superficialmente dará a impressão de estar seco. Isso ocorrerá mesmo que seja uma parede de reservatório sob gradiente de pressão elevada, ou uma estrutura parcialmente imersa sob ação de tensões capilares<sup>122</sup>, conforme apresentado esquematicamente na Fig.III-22.

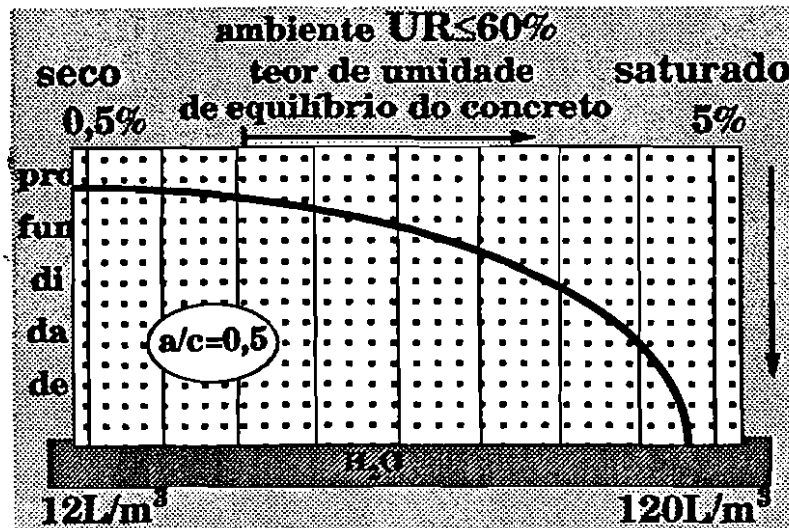


FIGURA III-22. Representação esquemática da distribuição da umidade residual do concreto segundo o grau de umidade do ambiente externo.

Sendo a resistividade altamente influenciada pelo teor de umidade de equilíbrio do concreto, há que se distinguir pelo menos duas regiões. Uma superficial, correspondente ao concreto de cobertura da armadura que sofre ciclos permanentes e rápidos de molhagem e secagem, e outra interna, onde o teor de umidade de equilíbrio do concreto é muito mais estável. Do ponto de vista da corrosão da armadura interessa controlar a região superficial e, portanto, a umidade média do concreto e resistividade volumétrica têm menor interesse que essas mesmas propriedades medidas no concreto superficial<sup>123</sup>. A resistividade do concreto também varia em função da natureza da corrente que o atravessa, se contínua ou alternada. Corrente alternada fornece resultados de resistividade ligeiramente menores do que correntes contínuas, devido ao fenômeno de polarização provocado pela corrente contínua.

<sup>122</sup> Para mais informações recomenda-se consultar HEDENBLAD, G. Determination of Water Permeability in Pore Structure and Permeability in Concrete under high Moisture Conditions. In: Proceedings of MRS Symposium, Pore Structure and Permeability of Cementitious Materials, v. 137, 1989. p. 151-56

<sup>123</sup> Para informações sobre os métodos de medida, consultar as correspondentes seções de resistividade e de teor de umidade de equilíbrio no capítulo II desta tese.

Bury e Domone<sup>124</sup> relatam levantamentos efetuados em estruturas marítimas, nas quais foi medida a diferença de potencial entre zonas corroídas e não corroídas. Nas mesmas estruturas foi medida a resistividade do concreto encontrando-se:

- elevada diferença de potencial, da ordem de 0,3 V, em diferentes regiões de uma estrutura corroída, comparada com baixa diferença de potencial, da ordem de 0,03 V, entre diferentes regiões de uma estrutura não corroída;
- baixa resistividade, da ordem de 30 a 50  $\Omega\text{m}$  em concretos de regiões corroídas comparativamente a 130 a 150  $\Omega\text{m}$  em concretos de regiões não corroídas.

A Fig.III-23 mostra a influência da umidade residual e do teor de cloretos na resistividade do concreto, segundo os resultados obtidos por Bury e Domone<sup>124</sup>.

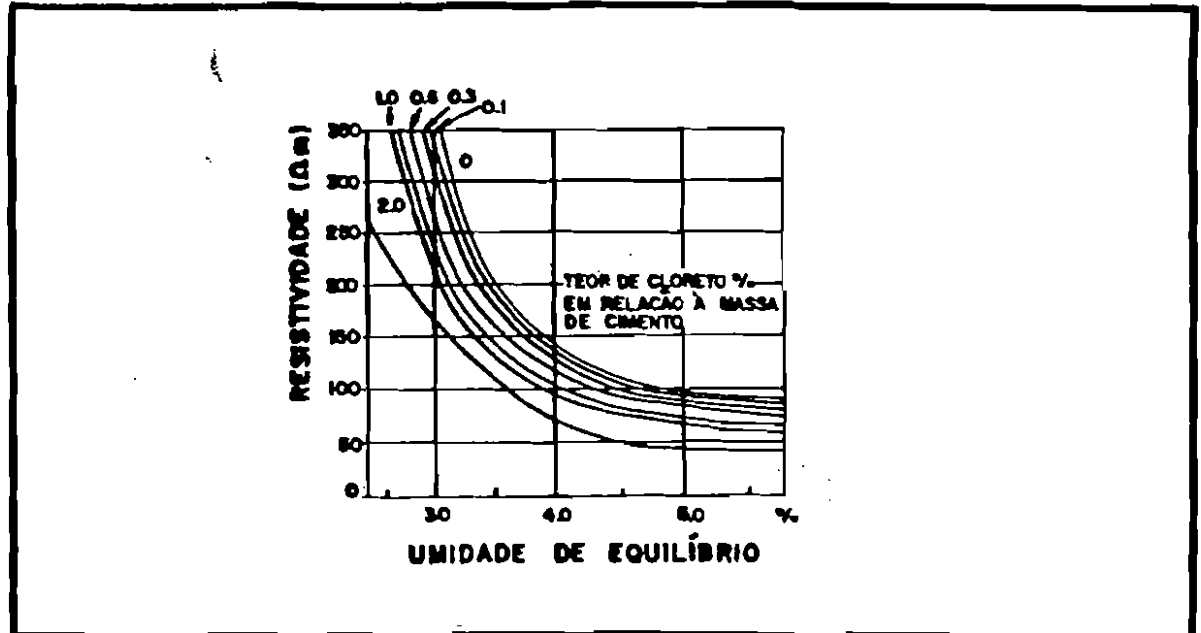


FIGURA III-23. Influência da umidade de equilíbrio e do teor de cloretos na resistividade do concreto. (BURY, M. R. C. & DOMONE, P. L., 1974)<sup>124</sup>

Segundo Neville<sup>125</sup>, teores de 0,6% de cloretos em relação à massa de cimento são suficientes para reduzir a resistividade de uma argamassa em cerca de 15 vezes. Diferentes concentrações de cloretos em uma mesma estrutura ou melhor, um mesmo componente estrutural, parecem ser mais graves pois podem dar origem a pilhas de concentração salina diferencial, despassivando a armadura. Daí não ser conveniente alterar a dosagem de aditivos aceleradores de pega e endurecimento, numa mesma estrutura, ou mesmo suspender seu emprego sem antes fazer um planejamento adequado.

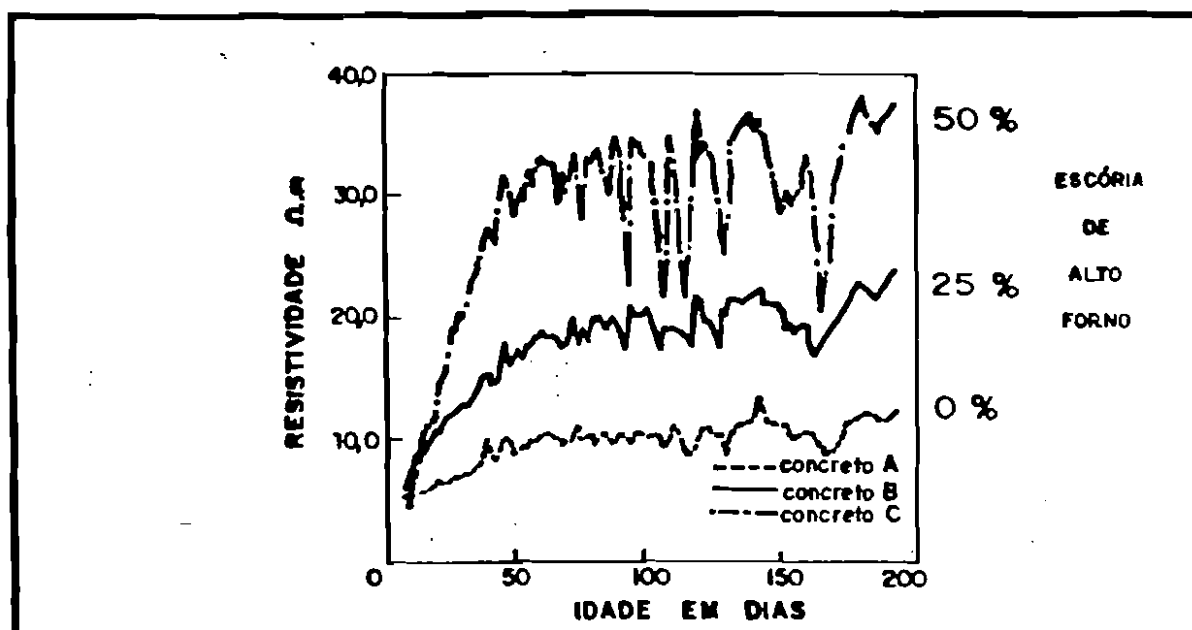
A porosidade permeável do concreto é um fator de grande influência na sua resistividade. Um concreto normal tem sua resistividade alterada de 1,3 vezes (de 9 a

<sup>124</sup> BURY, M. R. C. S.; DOMONE, P. L. The Role of Research in the Design of Concrete Offshore Structures. In: Annual Offshore Technology Conference, 6., Houston, 1974. Proceedings. New Jersey, IEEE, 1974. v.1, p. 155-70

<sup>125</sup> NEVILLE, A. M. Propriedades do Concreto. Trad. Salvador E. Giammusso. São Paulo, PINI, 1982.

$12 \cdot 10^2 \Omega m$ ) ao passar, após 5 dias, de uma condição inicial de  $30^\circ C$  com UR do ambiente de 87% para uma final de  $31^\circ C$  com UR=27%. Um concreto tipo celular com 60% de volume de vazios, pode ter alterada em 8,6 vezes (de 2,6 a  $23,3 \cdot 10^2 \Omega m$ ) a sua resistividade, para a mesma alteração das condições de exposição<sup>126</sup>.

Hope e Ip<sup>127</sup> observaram que a adição de escória de alto forno aumenta significativamente a resistividade elétrica do concreto ao mesmo tempo que a taxa de corrosão foi inversamente proporcional à resistividade. Examinando durante período de 200 dias o desempenho de prismas armados, submetidos a diferentes condições de armazenamento e sob ciclos de molhagem em banhos de cloreto de sódio seguidos de secagem ao ar, os pesquisadores citados encontraram que sistematicamente os prismas construídos com concreto de cimento Portland comum com adição de 25% e 50% de escória de alto forno apresentaram resistividade superior, conforme mostrado na Fig.III-24.



**FIGURA III-24.** *Varição da resistividade elétrica de prismas de concreto armado submetidos a vários ciclos de molhagem e secagem.*  
(HOPE,, B. B. & IP, A. K. C., 1987)<sup>127</sup>

Vennesland e Gjörv<sup>128</sup> observaram que a adição de microsilica além de alterar a química da solução intersticial e a porosidade e permeabilidade do concreto, também contribuem para o aumento da resistividade elétrica do concreto conforme mostrado na Fig.III-25.

<sup>126</sup> INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. *Avaliação das Causas de Corrosão das Armaduras dos Brises da Fachada do Centro de Ciências da Saúde da Universidade Federal de Pernambuco.* São Paulo, 1980. (Parecer IPT, 1.449) 61p.

<sup>127</sup> HOPE, Brian B.; IP, Alan K. C. *Corrosion of Steel in Concrete Made with Slag Cement.* ACI Materials Journal, v. 84, n. 6, p. 525-31, Nov. Dec. 1987.

<sup>128</sup> VENNESLAND, Ø.; GJØRV, Ø. E. *Silica Concrete-Protection Against Corrosion of Embedded Steel.* In: ACI, Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Other Mineral by-Products In Concrete. Detroit, 1983. v. 2, p. 719-29 (SP-79)

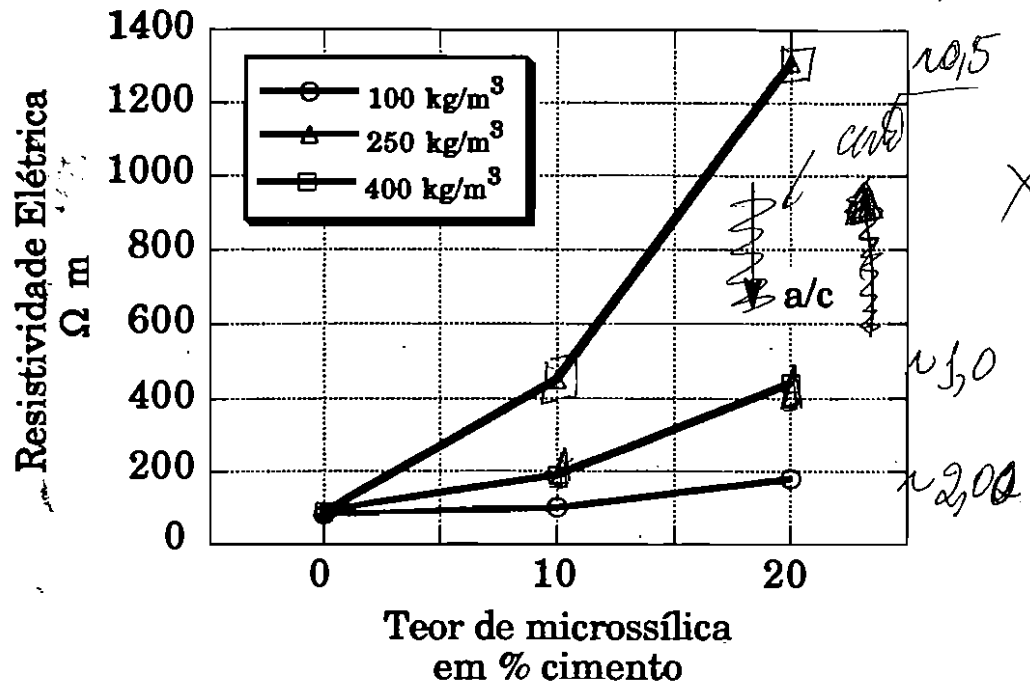


FIGURA III-25. Efeito da adição de microssilica, na resistividade do concreto. (VENNESLAND, Ø. & GJØRV, Ø. E., 1983)<sup>128</sup>

Em determinadas situações pode ser mais conveniente empregar a condutividade elétrica do concreto, em lugar da sua resistividade, como a variável mais interessante na obtenção de correlações lineares com outros parâmetros e variáveis do concreto. A condutividade elétrica do concreto pode ser medida com a mesma instrumentação utilizada para medir resistividade elétrica, sendo expressa em  $1/\Omega m$ , ou seja, exatamente o inverso da resistividade elétrica.

### 3.5 Penetração de Oxigênio

A penetração de oxigênio no concreto é indispensável para a ocorrência das reações de redução no cátodo. Essa penetração se dá, preponderantemente através do fenômeno de difusão, pois não é comum haver gradientes de pressão que justifiquem fenômenos de permeabilidade, nem absorção capilar de águas com importantes teores de oxigênio dissolvido. A difusão do oxigênio nos poros capilares do concreto não é fácil de ser medida. Todos os capilares com água funcionarão como tampões à difusão do gás  $O_2$ , pois a difusão do oxigênio na água é muito mais lenta, uma vez que este deve primeiro dissolver-se na água para depois difundir-se. A concentração do oxigênio na água, a temperaturas ambientes, é da ordem de 50.000 vezes menor que no ar, sendo da ordem de 0,001%.

Há pouca bibliografia<sup>129</sup> ou estudos de difusão de oxigênio no concreto sendo clássico o trabalho de GjØrv, Vennesland e El-Bussaid<sup>130</sup>. Para a investigação citada os pesquisadores utilizaram no cálculo da difusão, o controle da corrente catódica, ou seja, a máxima corrente obtida sob um potencial catódico aplicado. Os fundamentos desta técnica estão baseados nos seguintes pontos, assumidos como válidos:

- a redução do oxigênio é a única reação catódica
- todo oxigênio que alcança a superfície da barra é reduzido
- o suprimento é a concentração de oxigênio na superfície do concreto é constante.

Em concretos saturados de água e com espessura de cobrimento de 100 mm, os pesquisadores citados encontraram que a espessura do cobrimento de concreto tem pequena influência na taxa de corrosão. Em concretos com relação água/cimento de 0,40, para um aumento de 7 vezes na espessura de cobrimento há uma redução do fluxo de oxigênio de apenas 2,6 vezes, conforme apresentado na Fig.III-26. Stark<sup>131</sup>, por outro lado, observou que alterar a relação água/cimento de 0,6 para 0,4 reduz o fluxo de oxigênio à metade, o que significa que em concretos de elevada resistência não deverão ser observadas altas taxas de corrosão.

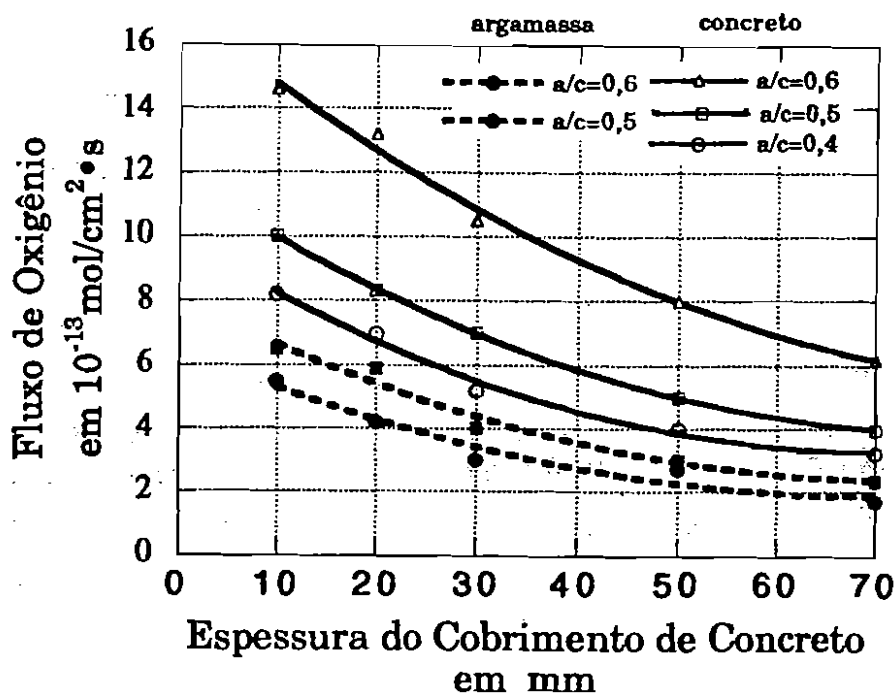


FIGURA III-26. Difusão do oxigênio dissolvido através dos poros de concretos saturados de água.

(GJØRV, O. E., VENNESLAND, O. & EL-BUSSAID, A. H. S., 1986)<sup>130</sup>

<sup>129</sup> ANDRADE, C.; ALONSO, C.; GARCIA, A. M. Oxygen Availability in the Corrosion of Reinforcements. *Advances In Cement Research*. v. 3, n. 11, p. 127-32, July 1990.

<sup>130</sup> GJØRV, O. E.; VENNESLAND, O.; EL-BUSAIDY, A. H. S. Diffusion of Dissolved Oxygen Through Concrete. *Materials Performance*, v. 25, n. 12, p. 39-44, 1986.

<sup>131</sup> STARK, David. Influence of Design and Materials on Corrosion Resistance of Steel in Concrete. Skokie, PCA, 1989. (Research and Development Bulletin, RD098) p. 4

Da mesma forma estudos em argamassas demonstraram a desprezível influência da espessura de cobrimento e significativa influência da adição de escória de alto forno ou de microsilica. Essas constatações têm sido explicadas considerando que a resistência do oxigênio à difusão parece ser controlada por uma pequena fase de transição entre o concreto e a superfície da barra. Essa fase de transição pode atuar como barreira principal à difusão do oxigênio, reduzindo a importância da espessura de cobrimento<sup>132</sup>.

### 3.6 Fissuração

O aparecimento de fissuras nas estruturas de concreto armado é inerente aos materiais que as compõem. A utilização de aços de elevada resistência, como o são o CA 50 e o CA 60, implica em deformações à flexão e à tração importantes no concreto que envolve essas armaduras superando, na maioria das vezes, a deformação específica máxima à tração do concreto. Superada essa capacidade de absorção de deformações, o concreto fissura.

Projetar uma estrutura de modo que a máxima deformação do aço à tração não ultrapasse a correspondente deformação máxima de ruptura à tração do concreto, implica num grande desperdício da capacidade resistente das armaduras e conseqüentemente num aumento dos custos da estrutura. Na maioria dos casos a fissuração só é evitada em obras de concreto protendido, pela introdução de uma compressão ao concreto, e em obras especiais de contenção de líquidos agressivos.

O concreto armado pode fissurar por diferentes razões, sendo objeto de interesse desta seção apenas as fissuras devidas à atuação de cargas. Essas são as únicas passíveis de serem controladas através do cálculo estrutural, conhecendo-se e definindo-se "a priori" a distribuição e abertura de fissura aceitável para uma dada situação. A abertura máxima dessas fissuras são definidas a partir de exigências estéticas e psicológicas<sup>133</sup>, de exigências de desempenho quanto à estanqueidade de líquidos e por razões de durabilidade da armadura. Cabe observar que o estudo da fissuração controlada por decisão de projeto, refere-se, sempre, ao fissuramento do concreto na direção transversal à da armadura longitudinal ou principal. Essas fissuras ocorrem devido à superação da capacidade de deformação máxima do concreto à tração ou flexão, ou seja, muito antes das armaduras iniciarem um processo de corrosão. As típicas fissuras longitudinais que acompanham a

<sup>132</sup> REUNION INTERNATIONALE de LABORATOIRES D'ESSAIS et MATERIAUX. *Resistance Against Corrosion of Embedded Steel*. Reported by RILEM Technical Committee 115 High-Strength Concrete. Draft by 27-03-1992. (Documento preliminar recebido de Odd Gjrv em maio/92)

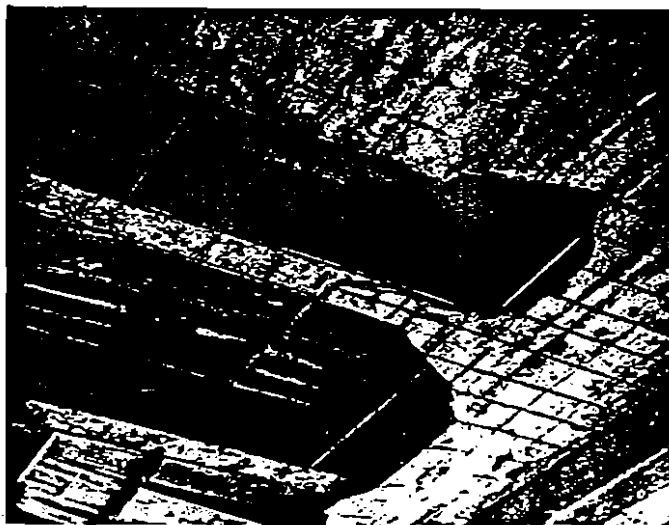
<sup>133</sup> Existem poucas pesquisas sobre o tema. O "CEB Design Manual on Cracking and Deformations. Lausanne-Suisse, Ecole Polytechnique Fédérale, Swiss Federal Institute of Technology (EPFL), 1985." relata pesquisas de Padilla e Robles e de Haldane informando que abertura de fissura de 0,25 a 0,3 mm já causam desconforto psicológico aos usuários. Na realidade dependem também da textura superficial do concreto e da distância do observador.

direção da armadura principal, estão sob domínio de outros fenômenos e variáveis, resultantes de um processo de corrosão já instalado, não sendo, portanto, objeto de discussão nesta seção.

Segundo o item 4.2.2 da NBR 6118<sup>134</sup>, referente a estados de fissuração inaceitáveis, as estruturas devem ser dimensionadas para não gerarem abertura de fissura na superfície do concreto, superiores a:

- 0,1 mm para componentes não protegidos em meio agressivo
- 0,2 mm para componentes não protegidos em meio não agressivo
- 0,3 mm para componentes protegidos

É provável que essas exigências estejam a favor da segurança para a maioria das situações, sendo, no entanto, insuficientes frente a situações particulares de agressividade como a de lajes de cobertura em reservatórios, conforme mostrado na Foto III-8<sup>135</sup>. Por outro lado parece mais importante conhecer a profundidade da fissura<sup>136</sup>, ou seja, se esta alcança ou não a armadura e com que abertura o faz, que controlar apenas a abertura na superfície.



*FOTO III-8. Colapso parcial de lajes de cobertura, tipo caixão perdido (mesa inferior), em reservatório de água. Notar que a ruptura da armadura ocorreu nos locais de existência prévia de fissura.*

Está comprovado que o processo de carbonatação ocorre preponderantemente ao longo das paredes da fissura e esta carbonatação, mais rápida que as demais, vai contribuir para a aceleração do aparecimento de células de corrosão, devida às diferenças de pH e de

<sup>134</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA de NORMAS TÉCNICAS. Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. NBR 6118. Rio de Janeiro, 1978.

<sup>135</sup> HELENE, P. R. L. Corrosão em Armaduras para Concreto Armado. São Paulo, IPT, PINI, 1986. p. 14

<sup>136</sup> A determinação da profundidade de fissuras é sempre complexa e acarreta uma certa incerteza. Pode-se empregar aparelhos de ultra-som que constituem técnica não destrutiva ou líquidos penetrantes, tais como o azul de metileno e fenolftaleína, quebrando-se a seguir, uma região do concreto. O mais confiável, no entanto, é a extração e observação de testemunhos de diâmetro adequado.

aeração decorrentes da carbonatação. Essa é uma das conclusões decorrentes dos estudos experimentais de Carpentier e Soretz<sup>137</sup> que ensaiando vigas armadas e submetidas a ambientes corrosivos durante dois anos, com fissuras de abertura da ordem de 0,2 mm a 0,3 mm, comprovaram que a corrosão é mais intensa quanto maior a abertura das fissuras e quanto mais cedo estas aparecem. Verificaram também que carregamentos alternados contribuem para aumentar a velocidade de corrosão em relação a carregamentos permanentes e estáticos. Estudos posteriores reafirmaram este fato<sup>138</sup>, porém, foi observado também que ao considerar períodos longos de tempo, acima de 10 anos, não é possível distinguir entre corrosão acarretada por fissuras de aberturas inferiores a 0,4 mm. Tanto os componentes estruturais com fissuras de abertura 0,1 mm quanto os de abertura 0,4 mm estavam igualmente corroídos<sup>139</sup>.

O estudo da fissuração das estruturas de concreto deve comportar pelo menos os seguintes aspectos:

- classificação da agressividade do meio ambiente
- espessura mínima de cobrimento de concreto à armadura
- qualidade mínima do concreto
- abertura máxima admissível de fissura na superfície do componente estrutural
- modelo e formulação que permite o cálculo da abertura de fissura

Um dos primeiros trabalhos nacionais, extenso e abrangente sobre o tema foi apresentado em 1981 por Burman<sup>140</sup>, na Escola Politécnica. Carmona e Helene<sup>141</sup> também discutem este tema em profundidade comparando a normalização nacional com a estrangeira, podendo ser considerado o trabalho nacional mais completo e atualizado sobre a questão. Por esta razão este trabalho está apresentado no Anexo A e passa a fazer parte integrante desta tese. Verifica-se por exemplo que a normalização brasileira é a menos exigente quanto à espessura de concreto de cobrimento à armadura, dentre as seis normas estudadas. Considerando que todos os fenômenos de penetração de agentes agressivos são proporcionais à raiz do tempo, pode-se calcular o prejuízo que isso significa em termos de

<sup>137</sup> CARPENTIER, L.; SORETZ, M. S. Contribution à L'Étude de la Corrosion des Armatures dans le Béton Armé. Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. n. 223-224, p. 817-41, 1986.

<sup>138</sup> PHILIPPOSE, K. E.; BEAUDOIN, J. J.; FELDMAN, R. F. Degradation of Normal Portland and Slag Cement Concrete under Load Due to Reinforcement Corrosion. In: CANMET/ACI International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, 4., Stanbul, 1992. Proceedings. Detroit, ACI, 1992. p. 1491-508 (SP-132)

<sup>139</sup> BEEBY, A. W. Corrosion of Reinforcement and Cracks Width. In: International Symposium on Offshore Structures, Rio de Janeiro, 1979. Proceedings. London, Pentech Press, 1979. p. 147-59

<sup>140</sup> BURMAN, Israel. Fissuração no Concreto Armado: Natureza do Fenômeno e sua Interferência no Comportamento e Durabilidade das Estruturas. São Paulo, 1981. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

<sup>141</sup> CARMONA FILHO, Antonio; HELENE, Paulo R. L. Fissuração das Peças de Concreto Armado e Corrosão das Armaduras. In: Seminário Nacional de Corrosão na Construção Civil, 2., Rio de Janeiro, set. 1986. Anais. Rio de Janeiro, ABRACO, 1986. p. 172-95



durabilidade da estrutura. Ao dobrar a espessura de cobrimento significa multiplicar por quatro a vida útil da estrutura, ou seja, a nossa normalização ao ser mais condescendente aceitando uma espessura menor de cobrimento, está na realidade, aceitando uma vida útil de projeto mais curta. Esse fato explica em parte o porquê de tantas obras apresentando problemas de corrosão e exigindo manutenção corretiva com 5 a 10 anos de idade, quando poderiam ter vida útil de 20 a 40 anos, caso tivessem sido projetadas com o dobro do cobrimento atual. Por outro lado, e esse parece ser o maior mérito do referido trabalho, não é possível analisar a questão da durabilidade de peças controladamente fissuradas sem uma *abordagem sistêmica* que considere pelo menos todos os cinco aspectos acima listados. Por exemplo, enquanto a normalização brasileira é mais exigente que a estrangeira na especificação da abertura máxima de fissura, o modelo nacional de cálculo da abertura previsível de fissura conduz a aberturas características- $w_k$ , menores que as formulações estrangeiras. Portanto para um mesmo componente estrutural sob a mesmas considerações de ações, o valor de  $w_k$  encontrado pela fórmula da norma NBR 6118 é menor que o encontrado pela formulação estrangeira, ou seja, para uma mesma durabilidade o limite máximo de abertura de fissura especificado na norma nacional tem mesmo que ser menor e não estará, na maioria das vezes, significando maior proteção.

Suzuki et alii<sup>142</sup> verificaram experimentalmente na Universidade de Osaka a grande influência favorável da relação água/cimento na minimização dos efeitos da corrosão causadas por fissuras em prismas de concreto armado controlados com o uso do potencial de corrosão, da metodologia da resistência de polarização e da verificação da perda de massa ao final dos ensaios. Ao fim de 140 dias de ensaio, para uma mesma espessura de cobrimento da armadura e mesma abertura de fissura, as armaduras nos concretos de relação água/cimento igual a 0,35 apresentaram a metade da perda de massa das armaduras dos concretos com relação a/c igual a 0,55.

Apesar que a corrosão aumenta com a abertura da fissura, a taxa global de perda de massa medida através da corrente de corrosão, é muito mais dependente da espessura de cobrimento e da relação a/c do concreto, conforme mostrado na Fig.III-27<sup>143</sup>.

Na convenção do "American Concrete Institute" no outono de 1984, ocorreu interessante debate sobre a questão da implicação da fissuração de projeto, ou seja, da fissuração controlada, na corrosão das armaduras<sup>144</sup>. Envolveu vários especialistas no tema e foi coordenada pelo "ACI Committe 222 Corrosion of Metals in Concrete" e "ACI

<sup>142</sup> SUZUKI, K.; OHNO, Y.; PRAPARTANATORN, S.; TAMURA, H. Mechanism of Steel Corrosion in Cracked Concrete. 1992. [Documento preliminar recebido de Hiroshi Tamura em março de 1992]

<sup>143</sup> SCHIESSL, P.; RAUPACH, M. Untersuchungen zum Mechanismus der Bewehrungskorrosion im Bereich von Rissen. In: Baustofftechnische Einflüsse auf Konstruktionen. Berlin, Ernst & Sohn, Zum 60. Geburtstag von Hubert K. Hilsdorf, 1990. p. 583-99

<sup>144</sup> AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Debate: Crack Width, Cover and Corrosion: reported by ACI Committee 222/224. Concrete International, p. 20-35, May 1985.

Committee 224 Cracking of Concrete". Nos registros desse debate encontra-se novamente interessante demonstração da grande influência da espessura de cobertura e da qualidade do concreto na taxa de corrosão. Enquanto para relação a/c de 0,49 a taxa de corrosão para cobertura de 20 mm pode ser 2,22 vezes superior àquela observada para cobertura de 38 mm, com relação a/c igual a 0,62 essa taxa relativa cai a 1,33 vezes, mantida a mesma abertura de fissura e prazo de um ano.

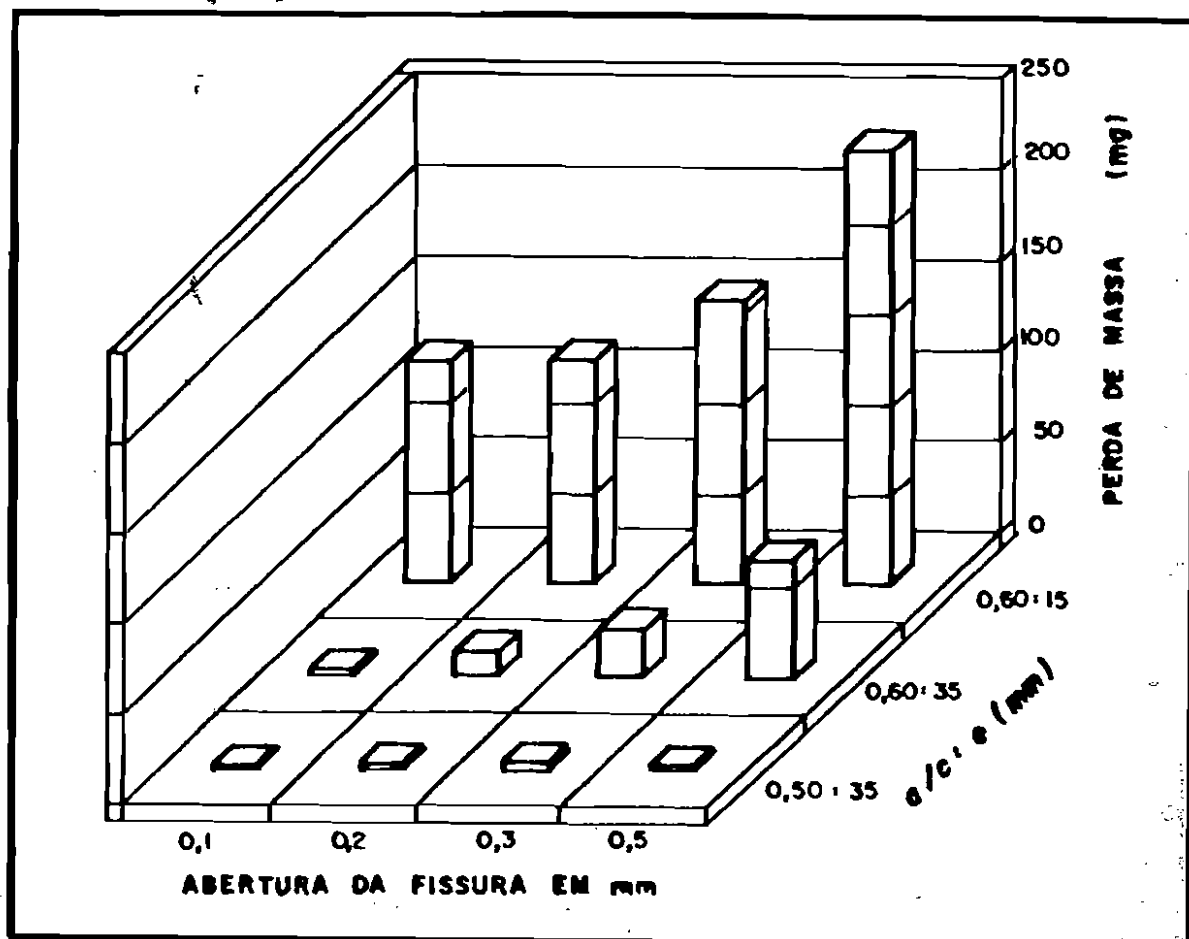


FIGURA III-27. Perda de massa de aço na região da fissura após ciclos de molhagem e secagem em solução de clorretos. (SCHIESSL, P. e RAUPACH, M., 1990) <sup>143</sup>

Grças ao trabalho pioneiro de Beeby<sup>145</sup>, a tendência atual com relação à abertura máxima de fissura para estruturas de concreto armado, é aceitar uma referência vaga de  $w_k \leq 0,4$  mm e limitar a abertura de forma indireta, através de detalhes construtivos do tipo espessura mínima de cobertura de concreto, diâmetro e espaçamento máximo de barras<sup>146</sup>, e, especialmente a qualidade do concreto (a/c, adições). Para concreto protendido a abertura máxima de referência adotada atualmente tem sido da ordem de 0,2 mm para ambientes pouco agressivos e zero para situações de média a alta agressividade.

<sup>145</sup> BEEBY, A. W. Concrete in the Oceans. Cracking and Corrosion. Wexham Springs, CIRIA / CCA, 1978. (Technical Report, 1)

<sup>146</sup> COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON. Durable Concrete Structures. Design Guide. Lausanne, Thomas Telford, 1992. p. 73

### 3.7 Correntes Erráticas

Conforme visto anteriormente, os casos analisados de corrosão referiram-se a processos espontaneos. Pode ocorrer, no entanto, corrosão de armaduras ocasionada por ação de uma fonte externa de corrente ou potencial. Preponderantemente as estruturas enterradas em sistemas que utilizam corrente contínua<sup>147</sup>, tais como adutoras, metrô, subestações transformadoras de corrente para propulsão de ônibus elétrico, pontes ferroviárias e outras correm grande risco que correntes erráticas escapem de seu fluxo normal e percorram as armaduras gerando problemas graves e intensos nos locais de aterramento dessas correntes.

Essas correntes são conhecidas por correntes elétricas de interferência, de fuga, estranhas, espúrias, vagabundas, parasitas<sup>148</sup> ou erráticas. O processo corrosivo pode ser chamado de corrosão por eletrólise ou corrosão eletrolítica, apesar que este autor prefere denominar simplesmente corrosão por correntes erráticas ou de fuga.

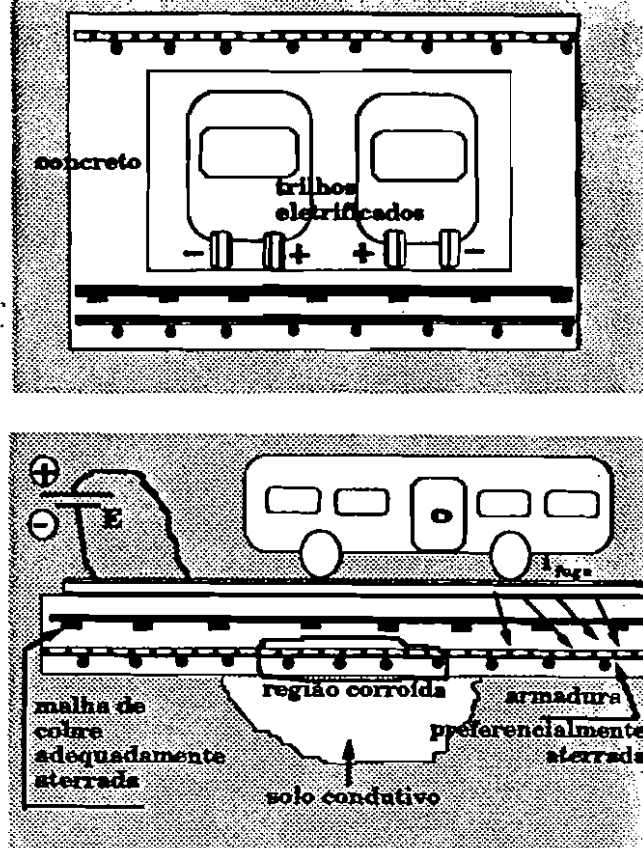
Os sistemas de tração elétrica tais como bondes, certas ferrovias e metrô utilizam corrente elétrica elevada, da ordem de 3.000 a 10.000 A, para propulsão. Admitindo-se como normal perdas da ordem de 3 a 5%, pode-se estimar as elevadas intensidades de correntes de fuga<sup>148</sup>.

Conforme indicado na Fig.III-28, o fluxo normal de corrente elétrica pelos trilhos e eventualmente através da fixação metálica condutora não acarreta problemas. Quando parte da corrente escapa para a estrutura e atinge a armadura, esta corrente passa a fluir pela aço da armadura, também sem problemas e sem causar qualquer tipo de dano. O problema ocorre quando essa corrente errática que vinha sendo transportada através de nuvens de elétrons, características do transporte de corrente elétrica em metais, deixa a armadura para aterrar-se em local do solo ou da estrutura que possuam baixa resistividade elétrica (ou alta condutividade elétrica). Nesses locais a corrente elétrica passa a ser transportada por íons e não mais por nuvens de elétrons. Portanto haverá a perda de massa de aço, ou seja, perda de cátions ferro,  $Fe^{2+}$  e  $Fe^{3+}$ , através do eletrólito que envolve as armaduras nessa região.

Verifica-se, então, que os processos de corrosão por correntes erráticas podem ser muito intensos e geralmente localizados. Devem ser evitados através do aumento da resistividade elétrica do concreto para evitar a fuga da corrente e através do aterramento metálico adequado da armadura, evitando que esse aterramento ocorra através de eletrólitos, conforme indicado esquematicamente na Fig.III-28. Eventualmente pode ser aconselhável a inclusão de malha extra de cobre dentro do concreto, convenientemente aterrada, para evitar que a corrente de fuga alcance e circule pela armadura do concreto.

<sup>147</sup> Correntes alternadas com frequência de 60 ciclos por segundo, podem dar origem a danos inferiores a 1% do dano ocasionado por uma corrente contínua equivalente, no máximo. (GENTIL, V. Corrosão. Rio de Janeiro, Guanabara, 1987. p. 136)

<sup>148</sup> GENTIL, Vicente. Corrosão. 2. ed. Rio de Janeiro, Guanabara, 1987. p. 135-44



**FIGURA III-28.** Representação esquemática de corrosão por correntes erráticas e forma de prevenção.

### 3.8 Micro-clima

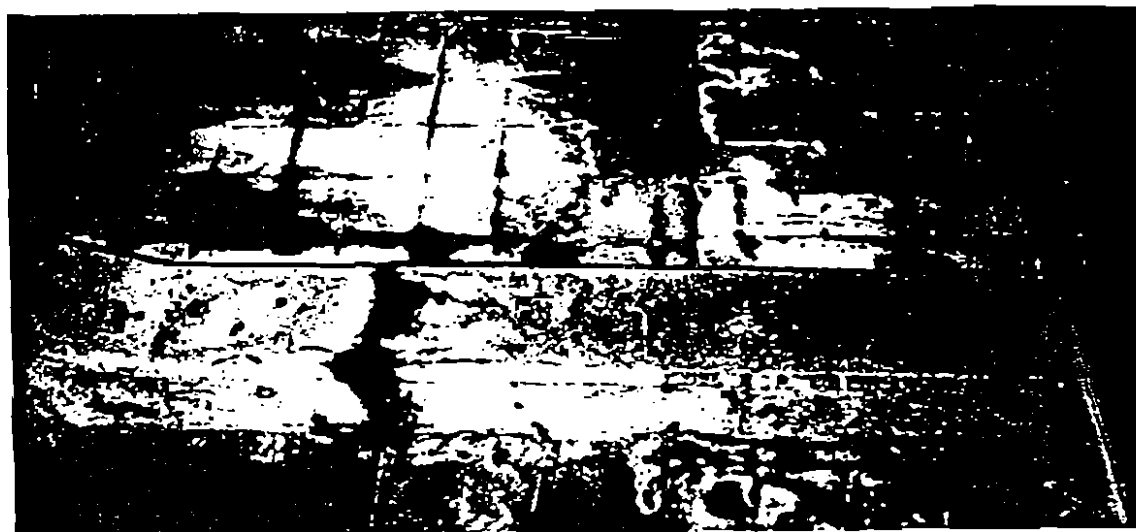
A umidade relativa da micro-região que circunda as partes de uma construção pode ser variável. Por exemplo, a umidade relativa varia dentro de um mesmo local, diminuindo com o aumento da distância das fontes de calor. Junto ao piso a UR pode ser de 10 a 20% mais elevada que junto ao forro<sup>149</sup>. É mais frequente o surgimento de corrosão na base de pilares, alastrando-se posteriormente para as regiões superiores, que esta iniciar-se ou ser mais intensa nas regiões superiores.

Construções novas, recém acabadas, têm umidade mais elevada que estruturas antigas, devido à umidade natural dos materiais e processos contrutivos empregados nas de construções nacionais. Afortunadamente esse período coincide com o de maior capacidade de proteção química do cobrimento de concreto que ainda não estará fortemente carbonatado ou contaminado.

Locais por natureza mais úmidos e com maior risco de condensação, tais como banheiros, cozinhas, áreas de serviço, passarelas e sacadas, principalmente em estruturas de concreto aparente, costumam apresentar sintomas de corrosão mais rápida e intensamente que locais mais secos das construções. Nota-se que lajes de cobertura expostas à radiação solar durante o dia e à friagem da noite, costumam apresentar

<sup>149</sup> WEXLER, Silvana B. et al. Manual de Proteção Contra a Corrosão Durante Armazenamento e Transporte. São Paulo, IPT, 1976. (Publicação 1.099) 105p.

problemas de condensação e evaporação, ou seja, ciclos intensos de molhagem e secagem que aceleram o processo de corrosão, conforme apresentado na Foto III-9.



**FOTO III-9.** Corrosão de armaduras em lajes de cobertura de reservatório sujeita a ciclos de molhagem e secagem.

Locais úmidos e com baixa ventilação também são mais sujeitos à corrosão, pois podem dar origem ao aparecimento de bolor e fungos que liberam, em seu metabolismo, produtos orgânicos ácidos que contribuirão para o aumento da carbonatação e redução do pH do concreto de cobrimento.

Os ambientes podem ser classificados quanto a sua agressividade com base na umidade relativa do mesmo conforme apresentado na Tabela III-3<sup>150</sup>.

**TABELA III-3.** Classificação\* do grau de agressividade com base na umidade relativa do ambiente. (CEB, 1992)<sup>150</sup>.

umidade relativa <sup>151</sup> efetiva UR	carbonatação	ataque químico	penetração de cloretos <sup>152</sup>	corrosão de armaduras	
				concreto carbonatado	concreto contaminado com cloreto
muito baixa ≤ 45%	1	0	0	0	0
baixa 45 a 65%	3	0	1	1	1
média 65 a 85%	2	0	1	3	3
alta 85 a 98%	1	1	2	2	3
saturada ≥ 98%	0	3	3	1	1

\* 0 = risco insignificante; 1 = risco leve; 2 = risco médio; 3 = alto risco.

<sup>150</sup> COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON. Durable Concrete Structures. Design Guide. Lausanne, Thomas Telford, 1992. p. 36

<sup>151</sup> Entende-se por umidade relativa a relação entre o valor do conteúdo de vapor de água na atmosfera e o valor de saturação para uma dada temperatura, em porcentagem.

<sup>152</sup> Esta coluna é uma sugestão deste autor. Não consta da tabela original do CEB.

Em tubulações de concreto armado, tipo águas pluviais e esgoto, que não trabalham a secção plena, as regiões superiores e as da interface ar/fluido, são as que mais correm risco de ataque, devido às diferenças de aeração e concentração de sais. A região submersa geralmente comporta-se bem devido à proteção natural que o próprio fluido oferece ao dificultar o acesso de oxigênio à armadura.

Em instalações industriais deve ser considerada a ação de alguns tratamentos químicos, como por exemplo galvanoplastia. Os respingos inevitáveis dos banhos ácidos e alcalinos podem impregnar a estrutura e contribuir, junto com os gases emanados, para a despassivação da armadura e aceleração da corrosão, conforme apresentado na Foto III-10.



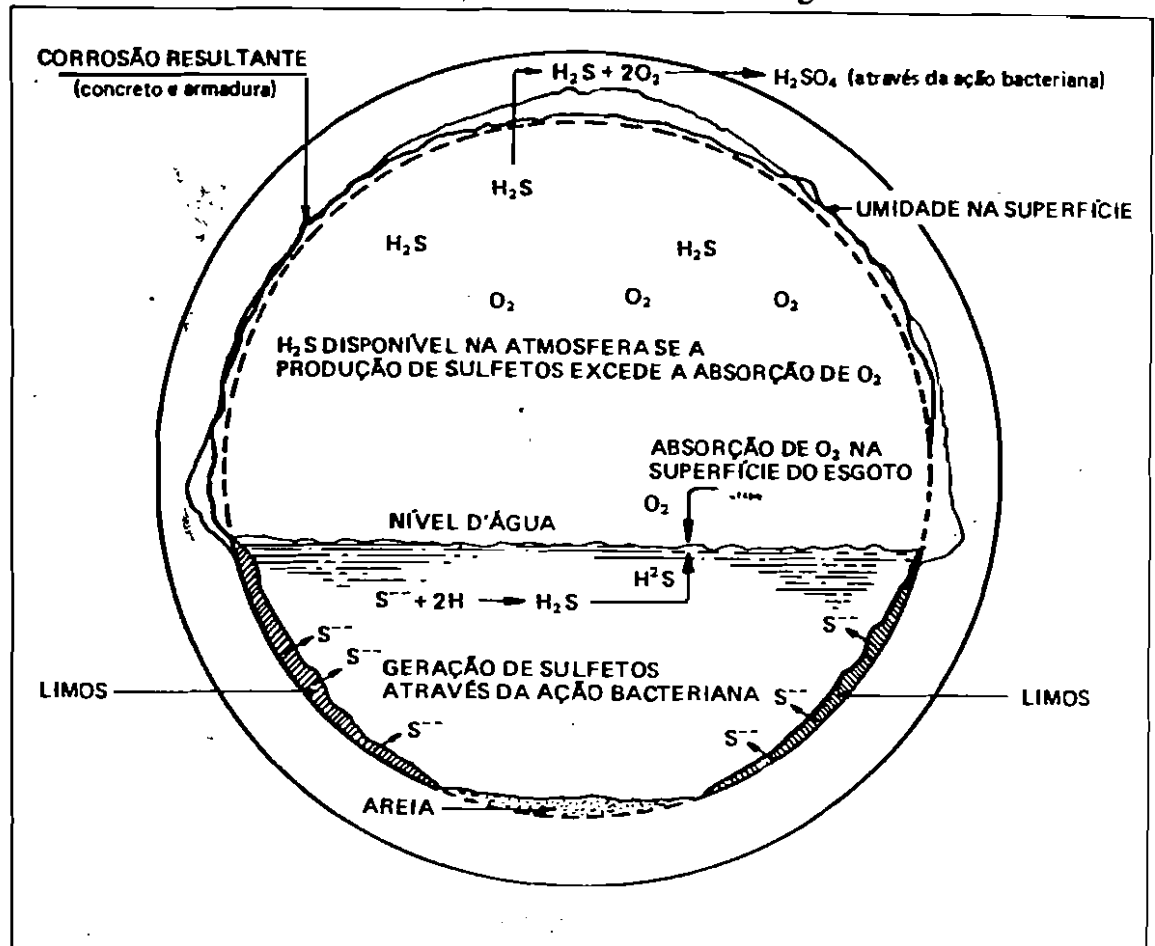
*FOTO III-10. Corrosão e deterioração de estrutura de concreto armado em ambiente industrial.*

Certos locais fechados, com baixa taxa de renovação de ar, podem dar origem a processos não usuais de deterioração. O exemplo mais significativo é a ação do ácido sulfúrico- $H_2SO_4$ , gerados em coletores e interceptores de esgoto, a partir da presença de sulfetos- $S^{2-}$ . À medida que o esgoto flui pela rede coletora, a concentração de oxigênio dissolvido gradualmente diminui, devido a uma demanda que é maior que o fornecimento. Em algum ponto do sistema o oxigênio é exaurido e os sulfetos aparecem.

Segundo Ludwig e Almeida<sup>153</sup>, o teor elevado de sulfetos no esgoto pode ter origem nos produtos resultantes da ação bacteriológica e na descarga direta de esgotos industriais nos coletores. A água potável contém certo teor de sulfatos que é grandemente aumentado após seu uso. As bactérias necessitam de oxigênio para consumir a matéria orgânica e quando o oxigênio dissolvido ou livre não é disponível, certas espécies o obtêm de íons sulfato, deixando livre o sulfeto. A reação do sulfeto com a água resulta no gás sulfídrico. Esse gás liberado é absorvido pelas partes superiores do coletor, sendo novamente oxidado

<sup>153</sup> LUDWIG, R.; ALMEIDA, Sérgio A. S. Controle da Corrosão por Sulfatos no Projeto de Interceptores de Esgoto. *Revista D.A.E.*, v. 34, n. 121, p. 70-81, 1979.

transformando-se em ácido sulfúrico, conforme indicado na Fig. III-29.



**FIGURA III-29. Mecanismo de deterioração de coletores e interceptores de esgoto, construídos em concreto armado, sem proteção superficial.**  
(LUDWIG, R. e ALMEIDA, S. A. S., 1979)<sup>153</sup>

A formação de sulfetos depende essencialmente da presença de limos, da existência de bactérias aeróbicas e anaeróbicas e de baixo teor de oxigênio dissolvido.

### 3.9 Atmosfera

Entre os principais tipos de macro climas nos quais podem estar inseridas as estruturas de concreto pode-se classificar as seguintes atmosferas:

- atmosfera rural
- atmosfera urbana
- atmosfera marinha
- atmosfera industrial

Além dessas ainda poder-se-ia considerar a atmosfera polar e a desértica que não têm interesse para nós. A seguir faz-se uma breve descrição de cada uma dessas atmosferas com base principalmente nos trabalhos de Wexler<sup>149</sup> e Schweitzer<sup>154</sup>, e na experiência e

<sup>154</sup> SCHWEITZER, P. A. Atmospheric Corrosion. In:—, ed. Corrosion and Corrosion Protection Handbook, 2. ed. Marcel Dekker. 1988. p. 23-32

levantamentos de dados realizados por este autor.

### Atmosfera rural

São as regiões ao ar livre, à grande distância de fontes poluidoras de ar, que se caracterizam por um baixo teor de poluentes. Têm fraca ação agressiva às armaduras imersas no concreto. Não há gases ácidos em quantidades suficientes para impregnar os poros do concreto e reduzir sua alcalinidade. Até os teores de gás carbônico- $\text{CO}_2$ , são baixos.

Os teores de  $\text{SO}_2$ ,  $\text{H}_2\text{S}$ ,  $\text{NO}_x(\text{NO}+\text{NO}_2)$  e  $\text{NH}_3$  (gases) e  $\text{SO}_4^{2-}$ ,  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{NO}_3^-$  e  $\text{NH}_4^+$  (sólidos) são praticamente desprezíveis. As atmosferas rurais têm baixos teores de partículas ácidas em suspensão, da ordem de no máximo  $20 \mu\text{g}/\text{m}^3$  e portanto os riscos de dano por deposição nas superfícies do concreto através de impactação são desprezíveis. Eventuais partículas em suspensão, tais como poeiras, são decorrentes de materiais argilosos e não têm agressividade ao concreto e às armaduras.

A chuva em regiões rurais, pequenas cidades sem indústrias poluidoras e campos, tem pH "natural" de 6,5 a 7, sendo consideradas potáveis.

### Atmosfera urbana

Considera-se as regiões ao ar livre, dentro de centros populacionais importantes. Essas atmosferas de cidade contêm, normalmente, impurezas em forma de óxidos de enxofre ( $\text{SO}_2$ ), fuligem ácida e outros agentes agressivos tais como,  $\text{CO}_2$ ,  $\text{NO}_x$ ,  $\text{H}_2\text{S}$ ,  $\text{SO}_4^{2-}$ , etc.

Os teores de  $\text{SO}_2$  na Grande São Paulo variam de cerca de 0,0001% a cerca de 0,001% (10 ppm) e são originados pela queima de combustíveis contendo enxofre, tais como óleo combustível e carvão mineral. O gás sulfídrico- $\text{H}_2\text{S}$ , é oriundo da ação bacteriológica em rios e represas sendo mais concentrado nesses locais podendo atingir teores de até 0,0001%. Os teores de gás carbônico- $\text{CO}_2$ , podem estar de 0,3% (atmosfera rural) a 1%. Os sulfatos- $\text{SO}_4^{2-}$ , são basicamente resultantes da oxidação do  $\text{SO}_2$ , principalmente em presença de gás amônia  $\text{NH}_3$ . Forma-se um sal, o sulfato de amônia- $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$  que é um sólido que pode ficar em suspensão e posteriormente depositar-se por impactação nas superfícies das estruturas. Em atmosferas industriais onde os teores de amônia são maiores como por exemplo em regiões de indústrias de fertilizantes, esse risco é maior. Nas superfícies de concreto esse sal pode dar origem ao ácido sulfúrico- $\text{H}_2\text{SO}_4$ , que promove a despassivação do aço. Os teores de  $\text{NO}_3^-$  e  $\text{Cl}^-$  são da ordem de  $100 \mu\text{g}/\text{m}^3$ . Os teores de  $\text{SO}_4^{2-}$  podem estar de 10 a  $100 \mu\text{g}/\text{m}^3$ .

As partículas em suspensão podem estar de 50 a  $500 \mu\text{g}/\text{m}^3$  e sendo de natureza ácida contribuem não só para a corrosão direta como também para a maior retenção de água na superfície das estruturas, às quais ficam aderidas por impactação. A chuva nessas atmosferas, ao carrear material ácido em suspensão, pode ter pH da ordem de 4. As



partículas sedimentáveis podem atingir teores de até 10 g/m<sup>2</sup>·mês.

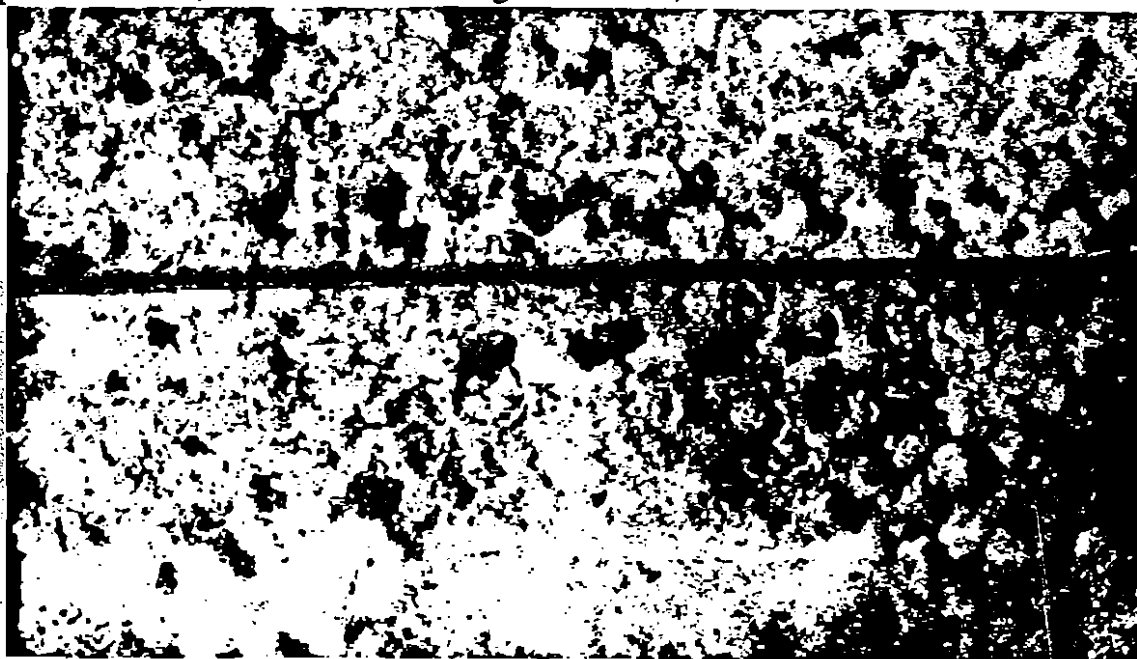
### Atmosfera marinha

Considera-se as regiões ao ar livre, sobre o mar e perto da costa, ou seja, na orla. A atmosfera marinha contém cloretos de sódio e magnésio, quer em forma de cristais, quer presentes em gotículas de água arrastadas por vento. Essa atmosfera pode também conter sulfatos cujos teores médios, no oceano Atlântico, são da ordem de<sup>155</sup>:

- íons sulfato-SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>        ≈ 2.800 mg/L
- íons cloreto-Cl<sup>-</sup>         ≈ 20.000 mg/L
- íons magnésio-Mg<sup>2+</sup>      ≈ 1.400 mg/L

Esses elementos, especialmente os cloretos, são extremamente agressivos e podem despassivar a armadura precocemente.

Como referência pode-se dizer que a velocidade de corrosão em atmosfera marinha pode ser da ordem de 30 a 40 vezes superior à que ocorreria em atmosfera rural sob as mesmas demais condições. Isso explica em parte o porquê de certos processos construtivos serem aparentemente adequados para ambientes secos, em atmosferas rurais, onde apresentariam sinais eventuais de corrosão somente após 10 anos ou mais, enquanto que se utilizados em atmosferas marinhas apresentam corrosão intensa em menos de seis meses após construídos, antes mesmo da entrega da obra<sup>156</sup>, conforme mostrado na Foto III-11.



*FOTO III-11. Corrosão de tela de aço utilizada como armadura de laje de forro em habitação popular situada em atmosfera marinha.*

<sup>155</sup> BICZÓK, Imre. *La Corrosión del Hormigón y su Protección*. 6 ed. Bilbao, Urmo, 1978.

<sup>156</sup> INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. *Corrosão de Armaduras de Lajes de Forro de Conjunto Habitacional em Vitória-ES. Estudo de Causas e Proposta de Solução*. São Paulo, 1980. (Relatório IPT, 14.180) 23p.

### Atmosfera industrial

Considera-se as regiões ao ar livre em zonas industriais contaminadas por gases e cinzas. Os agressivos mais frequentes são o  $H_2S$ ,  $SO_2$  e  $NO_x$ .

As atmosferas industriais podem acelerar de 60 a 80 vezes o processo de corrosão, quando comparadas a situações equivalentes em atmosferas rurais. A ação danosa dessas atmosferas deve ser sempre considerada em conjunto com a umidade relativa da região.

Fechando o ciclo dos fatores climáticos deve ser considerada também a flutuação da temperatura. Há sempre o risco de condensação de água quando as quedas são bruscas e temperaturas elevadas sempre aceleram o processo da corrosão.

Como regiões industriais típicas, pode-se citar Capuava, Santo André, Cubatão, Votorantim, onde o teor de partículas em suspensão pode chegar a  $1.000 \mu g/m^3$  e de partículas sedimentáveis a cerca de  $100 g/m^2 \cdot mês$ . Os teores de  $SO_2$ ,  $H_2S$ , e  $NH_3$  são da ordem de 0,001% e  $SO_4^{2-}$ ,  $Cl^-$  e  $NH_3$  de cerca de  $100 \mu g/m^3$ .

A influência da umidade relativa do ambiente fica bem caracterizada através da Fig.III-30 proposta pelo CEB<sup>157</sup> para representar o risco de corrosão das armaduras em diferentes atmosferas.

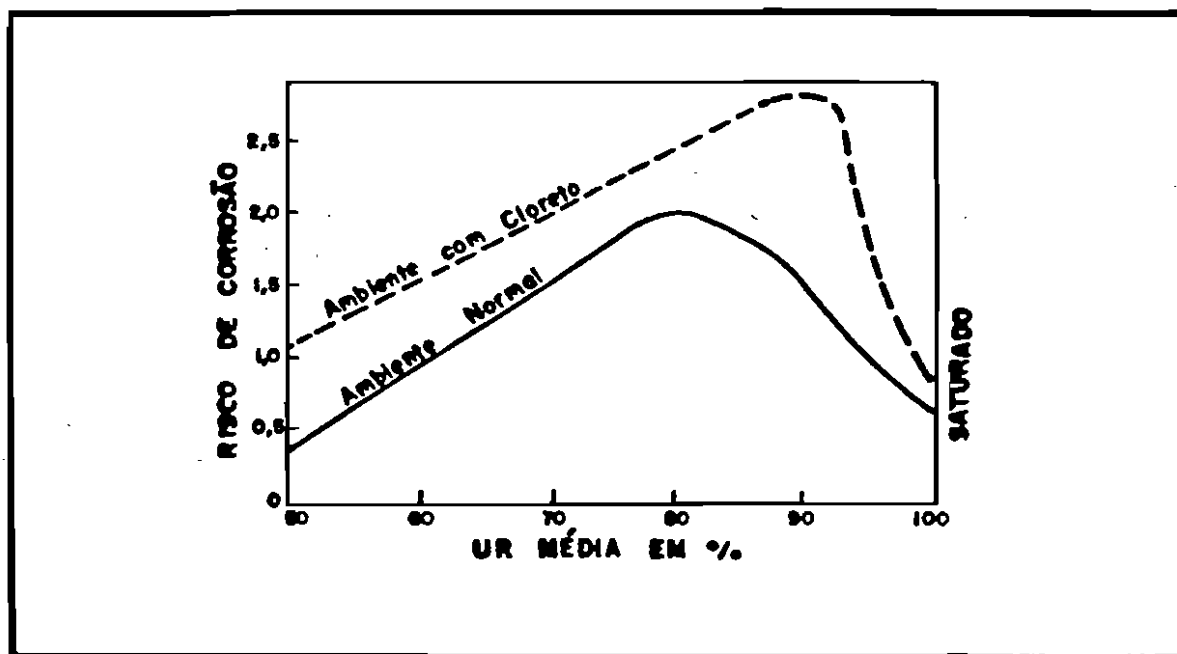


FIGURA III-30. Influência da umidade relativa no risco de corrosão das armaduras. (CEB, 1992)<sup>157</sup>

<sup>157</sup> COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON. Durable Concrete Structures. Design Guide. Lausanne, Thomas Telford, 1992. p. 36

Fechando este capítulo apresenta-se na Tabela III-4, um resumo dos fatores determinantes da corrosão nas armaduras de concreto armado.

Esse grande número de variáveis somado às características geométricas da barra e da estrutura, em diferentes ambientes ou em um mesmo ambiente, porém, com variações de condição climática, torna complexo o estudo e a previsão da corrosão em casos reais.

O capítulo seguinte trata da metodologia de elaboração da vistoria, amostragem, ensaios, diagnóstico e prognóstico da situação de obras com risco ou com problemas instaurados de corrosão de armaduras.

**TABELA III-4. Fatores intervenientes no processo de corrosão, carbonatação e contaminação por cloretos.**

o tempo necessário à despassivação pode ser aumentado com	a taxa de corrosão pode ser reduzida com	a carbonatação pode ser reduzida com	a penetração de cloretos no concreto pode ser reduzida com
aumento da espessura de cobrimento	aumento da espessura de cobrimento	aumento da espessura de cobrimento	aumento da espessura de cobrimento
redução da relação água/cimento	redução da relação água/cimento	redução da relação água/cimento	redução da relação água/cimento
secagem do concreto	secagem do concreto	secagem do concreto	secagem do concreto
redução da umidade relativa do ambiente	redução da umidade relativa do ambiente	redução da umidade relativa do ambiente	redução da umidade relativa do ambiente
redução da temperatura	redução da temperatura	redução da temperatura	redução da temperatura
aumento do tempo de cura	aumento do tempo de cura	aumento do tempo de cura	aumento do tempo de cura
—	—	redução do teor de escória de alto forno	aumento do teor de escória de alto forno
—	—	redução do teor de pozolanas	aumento do teor de pozolanas
—	—	redução do teor de microssílica	aumento do teor de microssílica
aumento do teor de C <sub>3</sub> A	aumento do teor de C <sub>3</sub> A	—	aumento do teor de C <sub>3</sub> A
saturação do concreto	saturação do concreto	saturação do concreto	—

## Capítulo IV

### DIAGNÓSTICO E PROGNÓSTICO

#### 4.1 Considerações Iniciais

Por *diagnóstico* entende-se a identificação e descrição precisa do mecanismo, das origens e das causas efetivamente responsáveis pelo problema patológico, a partir da existência de uma ou mais manifestações patológicas numa dada estrutura de concreto. A constatação de uma manifestação patológica tanto pode decorrer do aparecimento de um sintoma externo evidente, do tipo manchas de produtos da corrosão, fissuras, lascamento, deflexões excessivas, quanto decorrer de uma inspeção ou vistoria cuidadosa efetuada dentro de um programa rotineiro de manutenção, observação e monitoramento da estrutura.

As etapas genéricas de um processo de análise de estruturas com vistas à resolução de eventuais problemas patológicos podem ser<sup>1</sup>:

- levantamento de subsídios
- diagnóstico
- definição da conduta

Conforme apresentado na Fig.IV-1, cada etapa poderá envolver uma ou mais atividades. O primeiro passo pode ser a *vistoria ou inspeção geral* da estrutura, observando-se e registrando-se os sintomas e problemas patológicos. Através da experiência dos técnicos envolvidos são efetuadas observações visuais que podem ser complementadas com ensaios de campo, rápidos e pouco ou não destrutivos.

Não sendo a simples vistoria suficiente para a formulação de um diagnóstico seguro, deve ser seguido de uma *anamnese* do problema, ou seja, coleta de informações orais e recuperação de todos os dados disponíveis da obra, tais como projetos, especificações técnicas, diário de obra, relatórios de ensaios e outros. Sempre que for possível este levantamento de antecedentes deve preceder a vistoria, principalmente em casos mais complexos.

O terceiro passo deve ser a *inspeção detalhada* tanto efetuada diretamente sobre a estrutura quanto em laboratório em amostras coletadas da estrutura. Se ainda assim não for possível formular o diagnóstico o assunto deve passar a fazer parte de uma *pesquisa bibliográfica* específica, ou ainda no caso de fronteira do conhecimento, uma *pesquisa tecnológica ou científica*, visando esclarecer a questão.

Com essas informações pode ser formulado o *diagnóstico* da situação, que nada mais é que o entendimento adequado da questão.

<sup>1</sup> LICHTENSTEIN, Norberto B. *Patologia das Construções: Procedimento para Formulação do Diagnóstico de Falhas e Definição de Conduta Adequada à Recuperação de Edificações*. São Paulo, 1985. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica. Universidade de São Paulo.

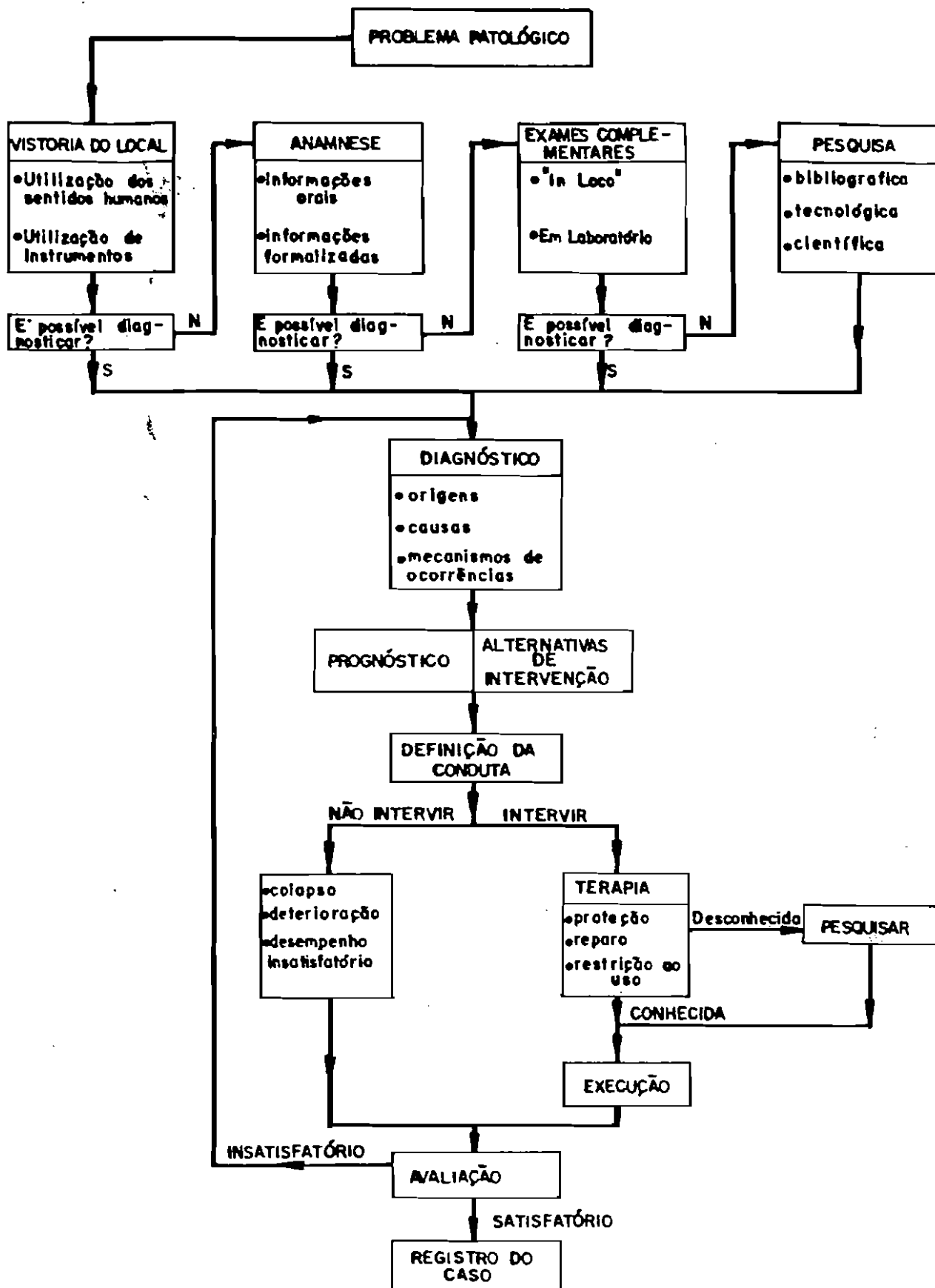


FIGURA IV-1. Sequência geral de análise de uma estrutura com problemas patológicos.

O *prognóstico* pode ser entendido como uma conjectura sobre o desenvolvimento futuro do problema. Em outras palavras, conhecida a situação, deve-se fazer uma estimativa da evolução do problema no tempo, por exemplo através de estimativas de *vida útil residual* da estrutura, inclusive definindo-se eventuais medidas imediatas a serem tomadas. Cabe também uma análise da variação ou *evolução do custo* da intervenção no tempo, assim como uma recomendação do momento mais adequado para essa intervenção, tanto do ponto de vista técnico quanto econômico.

A *definição da conduta* será então o passo seguinte e natural. Nesta etapa, deve ser explicitada a *terapia* ou *correção* do problema, caso seja conhecida, inclusive apresentando-se as eventuais alternativas de solução. Uma vez mais, quando a solução não for conhecida, deverá ser objeto de pesquisa.

O procedimento geral se completa com uma avaliação técnica da solução adotada através de alguns ensaios de *desempenho* "in loco" ou em laboratório e o *registro* do caso.

Tomando como referência essa metodologia de estudo de manifestações patológicas e as recomendações de Andrade<sup>2</sup>, a elaboração de um parecer ou relatório de análise de estrutura com problemas de corrosão de armaduras pode ter, pelo menos, os seguintes capítulos;

1. Natureza do trabalho
2. Anamnese ou antecedentes do caso
3. Vistoria
4. Inspeção detalhada
5. Diagnóstico dos problemas
6. Prognóstico da situação
7. Definição da correção
8. Conclusões

A descrição da *natureza do trabalho* deve ser a mais breve e concisa possível e deve conter as questões que o interessado deseja ver respondidas.

Nos *antecedentes* devem ser relatados todos os dados que o solicitante tenha fornecido como os disponíveis e de interesse ao caso. Neste capítulo deve constar também o nome dos técnicos que realizaram a vistoria e das pessoas que os atenderam por parte do solicitante.

A redação da *vistoria* efetuada e descrição das manifestações patológicas deve ser cuidadosa e pode ser um dos capítulos mais longos do parecer. É conveniente mencionar todos os detalhes que influenciarão no diagnóstico final. Convém ser ilustrado por fotos, conter a descrição crítica de todos os aspectos construtivos de interesse e a caracterização da agressividade ambiental<sup>3</sup>. Sempre que possível incluir também a incidência de manifestações patológicas por fachada, por andar ou por locais característicos e diferenciados da estrutura.

Com relação à *inspeção detalhada* é necessário especificar os locais exatos onde foram

<sup>2</sup> ANDRADE, C. *Manual para Diagnóstico de Estruturas com Armaduras Corroídas*. trad. Antonio Carmona e Paulo Helene. São Paulo, PINI. 1992.

<sup>3</sup> Evidentemente deve conter também todos os resultados de ensaios efetuados em campo ("in situ"), assim como as informações verbais obtidas e de interesse para a formulação do diagnóstico.

extraídas as amostras, descrever o plano de amostragem empregado, assim como os métodos de ensaio adotados para cada medida. Os valores dos diferentes parâmetros devem estar claros e expressos com unidade de medida correta, preferivelmente expressa no sistema SI<sup>4</sup> de unidades. A cada resultado apresentado deve corresponder uma avaliação breve e crítica do mesmo.

No capítulo destinado ao *diagnóstico dos problemas* deve-se fazer uma breve introdução geral das causas; se cloretos ou carbonatação, ou ambas, que desencadearam o processo de corrosão das armaduras. Deve conter ainda uma avaliação de quanto a qualidade do concreto, sua porosidade e teor de umidade de equilíbrio<sup>5</sup> poderão estar influenciando a velocidade de corrosão. Esta breve introdução, sem descrições prolixas, deve fazer referência a publicações e permitir que o solicitante possa aprofundar-se no tema se assim o desejar. Por outro lado a descrição dos mecanismos, origens e justificativa direta das causas das manifestações patológicas deve ser detalhada e tão extensa quanto necessária a cada caso. Na medida do possível deve correlacionar as diversas variáveis que possam estar influenciando o fenômeno. Recomenda-se também relacionar as questões sobre as quais ainda parem dúvidas. O diagnóstico da situação deve ficar claramente expresso nesta parte do trabalho.

No capítulo correspondente ao *prognóstico* da situação deve ser apresentada a estimativa da vida útil residual da estrutura e eventuais recomendações para providências a serem tomadas tanto do ponto de vista técnico e de segurança, quanto econômico.

O capítulo seguinte pode apresentar as *alternativas de correção* do problema descrevendo-se sucintamente os procedimentos de intervenção. O projeto detalhado de reparo e intervenção, com especificação de materiais, sistemas e técnicas construtivas, assim como os procedimentos de controle e garantia da qualidade devem ser objeto de outro documento específico, independente do diagnóstico.

A *conclusão* pode ser redigida de forma a resumir claramente as observações efetuadas, o diagnóstico do problema e as recomendações sugeridas.

## 4.2 Antecedentes

Para um correto diagnóstico e prognóstico do caso é necessário e conveniente o conhecimento dos *antecedentes*, ou seja, o levantamento de uma série de informações básicas, sendo as principais:

1. Data ou período da construção
2. Data ou período de aparecimento ou detecção do problema

<sup>4</sup> TONELLI, Regina H.; HELENE, Paulo R. L. O Indiscutível Valor das Normas. *Dirigente Construtor*, v. 71, n. 11, p. 40-5, nov. 1985.

<sup>5</sup> Levando em conta também o grau de agressividade ambiental.

3. Tipo de estrutura
4. Localização da estrutura, atmosfera, meio ambiente
5. Características da armadura, tais como, bitola, tipo, cobrimento, acabamento e eventual tratamento superficial.
6. Resistência característica do concreto à compressão,  $f_{ck}$ , especificada no projeto estrutural por ocasião do projeto e construção da obra
7. Características do concreto e concretagem tais como traço, consumo de cimento por  $m^3$ , tipo de cimento, consistência, adensamento e cura
8. Características, tratamentos, revestimentos ou pinturas eventualmente aplicados na estrutura
9. Toda e qualquer outra informação disponível de interesse ao caso e que possa minimizar os trabalhos e os prazos das investigações das etapas posteriores.

### 4.3 Vistoria

Segundo Repette<sup>6</sup>, na etapa de *vistoria*, também chamada de inspeção geral ou preliminar, deve ser feita uma inspeção visual cuidadosa da estrutura, buscando observar as regiões com deterioração aparente e zonas onde há possibilidade de serem encontradas anomalias mesmo que estas não estejam aparentes. Muitas vezes, devido a dificuldades de acesso é aconselhável o uso de binóculos. Entre as zonas com riscos maiores tem-se; regiões com aeração diferencial, regiões com risco de condensação, regiões sujeitas a ciclos de molhagem e secagem, e regiões de pouco cobrimento à armadura. A vistoria tem por objetivo também definir as zonas da estrutura nas quais deverão ser efetuadas as investigações detalhadas eventualmente necessárias, assim como definir que equipamentos e medições deverão ser empregados. É comum nesta etapa proceder-se às seguintes observações e medições:

1. Registrar com fotos as manifestações patológicas mais importantes tais como; manchas de ferrugem, fissuras, destacamento do concreto de cobrimento e flechas. Registrar também as eventuais regiões bem conservadas assim como eventuais soluções ou correções anteriores que estejam apresentando bom resultado
2. Identificar a atmosfera onde a estrutura está localizada (vide secção 3.9, capítulo III)
3. Estimar a agressividade do ambiente, a nível de micro-clima, quanto ao grau de umidade, ciclos de molhagem e secagem, eventual e presença de agentes agressivos (vide secção 3.8, capítulo III)
4. Retirar o cobrimento de concreto de algumas regiões corroídas e de outras não corroídas para observação e registro de:

<sup>6</sup> REPETTE, Wellington L. *Contribuição à Inspeção e à Avaliação da Segurança de Estruturas Acabadas de Concreto Armado*. Porto Alegre, 1991. Dissertação (Mestrado). Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.



- espessura do cobrimento de concreto, medindo com escala normal de menor divisão igual a 1 mm
  - redução máxima e média da secção da armadura, utilizando paquímetro
  - aspecto e cor dos produtos de corrosão, visualmente e preferencialmente registrando com fotos, dentro de curto espaço de tempo após quebra do concreto de cobrimento, não mais que 15 minutos
  - aspecto e características do concreto através de observação visual da cor, da forma de ruptura dos agregados graúdos, da porosidade decorrente de ar aprisionado, e outros
5. Medir e registrar, em pontos estratégicos, a frente de carbonatação com o uso de indicadores químicos tais como fenolftaleína e timolftaleína (vide secção 2.2, no capítulo II)
  6. Medir e registrar, em pontos estratégicos, a umidade superficial do concreto (vide secção 2.2, no capítulo II)
  7. Medir e registrar, em pontos estratégicos, as aberturas de fissura, extensão e localização das mesmas. Para aberturas de fissura podem ser utilizados gabaritos impressos em régua plástica denominadas fissurômetros<sup>7</sup>, aplicadas sobre a superfície do concreto permitem estimar a abertura de fissura por comparação

#### 4.4 Inspeção Detalhada

A etapa de *inspeção detalhada*, tem o objetivo de obter dados confiáveis e suficientes para um diagnóstico e prognóstico correto<sup>6</sup>. Corresponde a uma série de ensaios cuja descrição é feita a seguir, tomando-se por referência o trabalho de Leeming<sup>8</sup>, e os roteiros do trabalho de Andrade<sup>9</sup> e de Helene e Repette<sup>10</sup> no qual é abordada a amostragem, o ensaio propriamente dito e os critérios para julgamento. Evidentemente a relação apresentada é extensa e nem sempre faz-se necessário a realização de todos os ensaios aqui apresentados.

Os ensaios e metodologias que podem fornecer as informações básicas necessárias à elaboração de um diagnóstico e prognóstico sobre um problema de corrosão de armaduras, tanto no que diz respeito à fase de iniciação quanto à fase de propagação da corrosão, podem ser:

##### 1. Ensaios e determinações no concreto

- espessura de carbonatação, frente de carbonatação ou profundidade de carbonatação
- reconstituição do traço do concreto
- teor de cloretos
- teor de umidade de equilíbrio
- teor de sais solúveis

<sup>7</sup> Certas Instituições como o Laboratório L. A. Falcão Bauer, no Brasil, e o Instituto Eduardo Torroja, na Espanha, distribuem esses equipamentos graciosamente como brinde.

<sup>8</sup> LEEMING, M. B. Corrosion of Steel Reinforcement in OffShore Concrete. Experience from the Concrete-in-the-Oceans Programme. In: Alan P. Crane, ed. *Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction*. London, Society of Chemical Industry, Ellis Horwood Limited, 1983. p. 59-78

<sup>9</sup> ANDRADE, C. *Manual para Diagnóstico de Estruturas com Armaduras Corroídas*. trad. Antonio Carmona e Paulo Helene. São Paulo, PINI, 1992.

<sup>10</sup> HELENE, P. R. L.; REPETTE, Wellington L. Metodologia e Recursos para Avaliação de Estrutura de Concreto. In: *Simpósio sobre Patologia das Edificações: Prevenção e Recuperação*. Porto Alegre, out. 1989. Anais. Porto Alegre, CPGEC, UFRGS, 1989. p. 5-32

- resistividade elétrica
- absorção e volume de vazios
- natureza e distribuição dos poros
- resistência à compressão
- módulo de deformação longitudinal
- pH da solução presente nos poros do concreto
- concentração de cloretos e de hidroxilas

## 2. Ensaios e determinações na armadura

- bitola e tipo
- redução do diâmetro
- perda de massa
- composição química
- resistência à tração
- dobramento

## 3. Ensaios no sistema concreto-armadura-meio ambiente

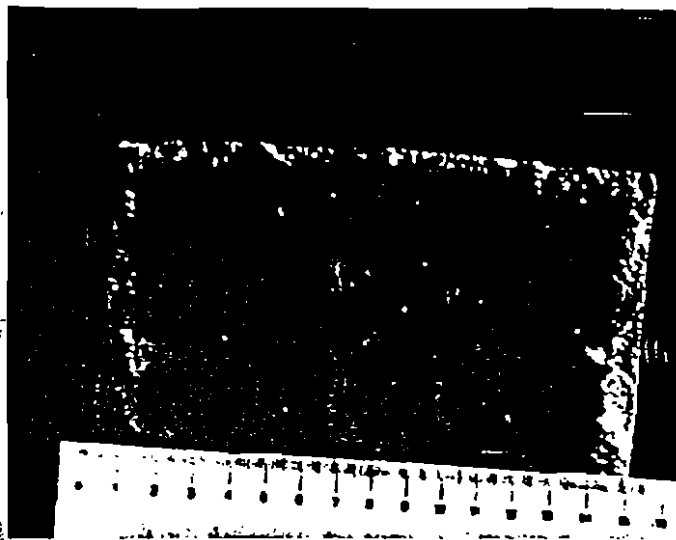
- potencial de eletrodo ou de corrosão
- resistência de polarização

Dentre todos os citados, a determinação do teor de cloretos junto à armadura e a caracterização da profundidade de carbonatação são os dois únicos ensaios imprescindíveis para determinação das causas da corrosão. O conhecimento da resistência do concreto, da porosidade e da espessura do revestimento, fornecem informações complementares que ajudam a julgar a qualidade da estrutura de concreto e inferir sobre o desenvolvimento do processo corrosivo. A partir da medida do potencial eletroquímico de corrosão das armaduras pode-se obter indicações qualitativas sobre o processo de corrosão no aço, se ativo ou ainda passivo. A partir do teor de umidade é possível prever subjetivamente a velocidade de propagação da corrosão no futuro. A resistência de polarização pode fornecer a taxa de corrosão instantânea e a resistividade elétrica pode auxiliar na previsão da vida útil residual.

### Espessura de carbonatação

A determinação deve ser realizada sobre uma porção de concreto que fique na superfície do componente objeto do estudo. Não é necessário que as porções tenham uma geometria particular, bastando terem dimensões suficientes para verificar a partir do lado correspondente ao da superfície da estrutura, a eventual espessura carbonatada, conforme exposto na seção 2.2, do capítulo II.

A medida deve sempre ser efetuada em uma fratura fresca pois as superfícies expostas carbonatam-se rapidamente. Conseguida uma fratura recente e ortogonal à superfície do componente de concreto estrutural objeto do estudo, pode-se pulverizar a solução de 1% de fenolftaleína diluída em 49% de álcool e 50% de água ou de 1% de timolftaleína diluída em 99% de álcool. Após 30 a 90 segundos o indicador deve ter alterada sua cor e a medida da espessura incolor deve ser tomada com uma precisão de mm, conforme mostrado na Foto IV-1.



*FOTO IV-1. Aspecto da superfície de concreto submetida à solução de fenolftaleína. Notar que nos cantos a carbonatação atinge profundidades maiores.*

É recomendável a medida em certas regiões críticas tais como cantos, esquinas, ao redor de agregados graúdos e outros pontos onde são esperadas profundidades maiores de carbonatação. Deve-se anotar os locais e a frequência onde a cor não fica vermelho carmim e permanece apenas rosada. Algumas fotografias podem ser um interessante complemento dessas determinações.

#### • critério de avaliação

A principal informação desta medida é saber se a frente de carbonatação chegou ou não até a armadura. Caso já tenha atingido a armadura significa que contribuiu para a despassivação do aço. Caso ainda não tenha atingido a informação permite estimar com grande precisão a vida útil residual dessa estrutura, conforme discutido na secção 4.5 deste capítulo. O processo de corrosão poderá também estar sofrendo a ação conjunta da contaminação de eventuais cloretos.

#### Reconstituição de traço

A reconstituição do traço do concreto possibilita, entre outros aspectos importantes, a obtenção do consumo de cimento por  $m^3$  de concreto, necessário aos cálculos do teor de cloretos. A amostragem deve levar em conta o efeito parede que concentra argamassa e pasta na superfícies confinadas por fôrmas e armadura, por exemplo. Como regra geral deve-se medir pelo menos, o consumo de cimento em duas regiões distintas; a região da camada superficial até 5 a 10 mm e a região interna, acima de 15 mm e em torno da armadura, sendo esta a mais importante das determinações. Para obter-se um valor médio pode ser interessante retirar porções de concreto de várias regiões equivalentes e proceder à homogeneização e moagem conjuntas.

Pode ser utilizado o método "ASTM C 85"<sup>11</sup> ou a metodologia empregada pelo IPT no boletim 25<sup>12</sup>, amplamente discutida no trabalho de Vaidergorin e Dantas<sup>13</sup>, ou ainda a NBR 9605<sup>14</sup>. Os métodos estão fundamentados na determinação de um constituinte do concreto que seja proveniente apenas do agregado ou apenas do cimento, e, em função do teor desse constituinte no concreto, é estimado o consumo de cimento ou de agregado por m<sup>3</sup> de concreto. Com a grande disseminação do uso de adições aos cimentos essa estimativa fica cada vez menos precisa, principalmente no caso de ser desconhecido o tipo de cimento que foi utilizado no traço, originalmente.

• **critério de avaliação**

Neste caso não há. O consumo obtido pode ser comparado ao consumo eventualmente exigido no projeto e especificações técnicas da obra em questão, se disponíveis. Tolerância da ordem de 5%, ou seja, em torno de 15 a 20 kg/m<sup>3</sup> para os concretos usuais, são perfeitamente admissíveis.

**Teor de cloretos**

Os cloretos podem ser encontrados dentro dos concretos de duas formas; como cloretos livres, ou seja na forma de íons na água dos poros<sup>15</sup>, ou como cloretos combinados, formando parte das fases hidratadas do cimento. No primeiro caso trata-se dos cloretos realmente perigosos e agressivos à armadura e no segundo caso geralmente se encontram combinados na forma de cloroaluminatos. A soma de livres e combinados é denominada cloretos totais, que pode ser considerado equivalente ao teor de cloreto determinado através da dissolução em ácido. Ainda que sejam os cloretos solúveis em água os únicos que podem provocar a corrosão, é conveniente determinar os cloretos totais, pois parte dos combinados podem vir a ficar disponíveis para reações deletérias devido a fenômenos tais como carbonatação ou elevação de temperatura, conforme discutido na secção 3.2 do capítulo III. O teor total de cloretos ajuda também nas avaliações do grau de contaminação do concreto, estimadas por comparação, pois praticamente todas as normas estabelecem o limite de cloretos em termos de cloretos totais<sup>16</sup>.

<sup>11</sup> AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. Standard Test Method for Cement Content of Hardened Portland Cement Concrete. ASTM C 85. In:—. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1992.

<sup>12</sup> INSTITUTO de PESQUISAS TECNOLÓGICAS do ESTADO de SÃO PAULO S.A. Métodos de Análises Químicas Adotados no IPT. São Paulo, 1984. (Boletim, 25)

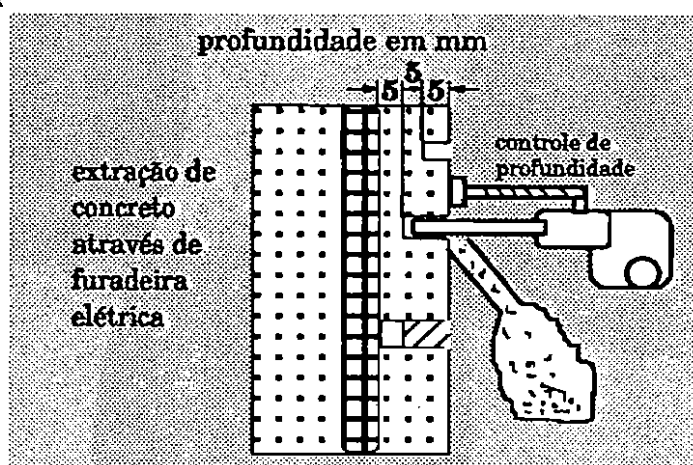
<sup>13</sup> VAIDERGORIN, Evelyne Y. L.; DANTAS, Francisco A. S. Reconstituição de Traço de Concretos Endurecidos. In: Seminário sobre Inspeção do Concreto, São Paulo, ago. 1984. Anais. São Paulo, IBRACON, 1984.

<sup>14</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA de NORMAS TÉCNICAS. Concreto. Reconstituição do Traço. Método de Ensaio. NBR 9605. Rio de Janeiro, 1986.

<sup>15</sup> Também denominada solução intersticial.

<sup>16</sup> Tais como a secção 8 da NBR 6118, que limita o teor máximo total de cloretos em 500 mg/l em relação à água de amassamento.

Normalmente interessa conhecer o teor de cloretos no concreto que circunda ou envolve a armadura, pois essa é a contaminação que realmente atacará a armadura despassivando-a. No entanto, para fins de prognóstico e estimativa da vida útil residual da estrutura é necessário calcular o coeficiente efetivo de difusão de cloreto,  $D_{efCl}$ . Neste caso é conveniente medir a "frente de cloretos", ou seja, tomar várias medidas (pelo menos três) a partir da superfície do componente estrutural para permitir construir o perfil de teores de cloretos, conforme mostrado esquematicamente na Fig.IV-2. Os teores a diferentes profundidades podem ser obtidos através da extração de pequenas porções de concreto com brocas de vídea. Normalmente é possível obter material de 5 em 5 mm de profundidade através de 3 a 5 furos na região em estudo.



**FIGURA IV-2.** Desenho esquemático de extração de cloretos a diferentes profundidades, com objetivo de construir o perfil de teor de cloretos no concreto em estudo.

Para o cálculo dos teores de cloreto podem ser seguidos os métodos de ensaio descritos nas normas "UNE 80240"<sup>17</sup>, "ASTM D 1411"<sup>18</sup> para cloretos livres ou solúveis em água ou melhor ainda o método descrito na "ASTM C 1152"<sup>19</sup> para cloretos totais. O resultado do teor de cloretos pode ser referido ao peso total da amostra de concreto ou, preferivelmente, ao consumo de cimento por unidade de volume de concreto, em porcentagem relativa à massa de cimento por m<sup>3</sup>.

• critério de avaliação

<sup>17</sup> ASOCIACION ESPANOLA de NORMALIZACION y CERTIFICACION. Método de Ensaio de Cementos. Análisis Químico. Determinación de Cloruros. Método Volumétrico. (Volhard). UNE 80240. Madrid, AENOR, 1986.

<sup>18</sup> AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. Standard Test Methods for Water-Soluble Chlorides Present as Admixes in Graded Aggregate Road Mixes. ASTM C 1411. In:—. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1992.

<sup>19</sup> —. Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete. ASTM C 1152. In:—. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1992.

Não existe um consenso sobre o limite de cloretos por baixo do qual seja possível afirmar que não haverá despassivação e ataque às armaduras, uma vez que isso depende de inúmeras variáveis, tais como; do tipo de cimento, da sua finura, da proporção de aluminato tricálcico, do consumo de cimento por  $m^3$  de concreto, do estado da superfície do aço, das condições ambientais, da relação água/cimento e outros.

Como limite muito geral considera-se que 0,4% em relação à massa de cimento ou 0,05 a 0,1% em relação ao peso de concreto, são quantidades suficientes de cloretos de totais para despassivar o aço. Ainda assim este autor tem encontrado armaduras corroídas em concretos com teores inferiores a esses limites assim como armaduras não corroídas em concretos com teores superiores a esses limites.

Na Tabela IV-1 apresenta-se alguns valores normalizados por diferentes países, podendo ser tomados como referência.

Os teores de cloretos dão uma idéia do grau de contaminação mas não devem ser tomados como um limite matemático, absoluto e independente. É necessário que a interpretação final não seja isolada e esteja baseada na experiência de um especialista em corrosão de armaduras que possa interpretar a Fig.III-20 proposta pelo CEB<sup>29</sup> e apresentada na seção 3.3 do capítulo III, adaptando-a a cada situação particular.

A obtenção do coeficiente efetivo de difusão de cloretos,  $D_{efCl}$ , para fins de estimativa de vida útil residual, está apresentada na seção 4.5 deste capítulo. Quando houver um monitoramento da estrutura o perfil de cloretos poderá ser obtido a diferentes idades permitindo o cálculo do coeficiente efetivo de penetração de cloretos  $k_{Cl}$ , conforme apresentado na seção 4.5 deste capítulo. Com essa constante determinada, também é possível estimar a vida útil residual.

### Teor de umidade de equilíbrio

O teor de umidade do concreto é a variável que controla o acesso de oxigênio, gás carbônico e outros até a armadura. Também controla a resistividade do concreto ou seja é a variável que indiretamente controla a velocidade de corrosão. Portanto quando os poros estão saturados de água a resistividade do concreto será a menor possível, porém o acesso de oxigênio estará dificultado pois deverá difundir-se através da água. Quando os poros estão quase secos, o oxigênio chega com facilidade até a armadura mas a resistividade será muito elevada acarretando velocidades de corrosão também muito baixas. Os teores de umidade que permitem uma resistividade baixa mas que ao mesmo tempo não saturem os poros, serão os que acarretarão as maiores velocidades de corrosão. Não existe ainda correlações entre teores de umidade e velocidade de corrosão<sup>20</sup>.

<sup>20</sup> ANDRADE, C. Manual para Diagnóstico de Estruturas com Armaduras Corroídas. trad. Antonio Carmona e Paulo Helene. São Paulo, PINI. 1992.

TABELA IV-1. Limites de norma para teor total de cloretos.

país	norma	limite máximo* de Cl <sup>-</sup> para		limite referido a
		concreto armado	concreto protendido	
BRASIL	NBR 6118 <sup>21</sup>	0,05%	—	água de amassamento
	NBR 7197 <sup>22</sup>	—	0,05%	
	NBR 9062 <sup>23</sup>	—	0,05%	
ESPAÑA	EH-88 <sup>24</sup>	0,40%	—	cimento
	EP-80 <sup>25</sup>	—	0,10%	cimento
ESTADOS UNIDOS	ACI 222 <sup>26</sup>	≤ 0,20%	≤ 0,08%	cimento
	ACI 201 <sup>27</sup>	≤ 0,20%	≤ 0,08%	cimento
UNIDOS	ACI 318 <sup>28</sup>	≤ 0,30% ambiente normal ≤ 0,15% ambiente cloretos ≤ 1,00% ambiente seco	≤ 0,06%	cimento
(EUROPA)	CEB <sup>29</sup>	≤ 0,05%	≤ 0,025%	concreto cimento
	CEB-FIP <sup>30</sup>	≤ 0,40%	≤ 0,20%	
EUROPA	ENV 206 <sup>31</sup>	≤ 1,00% concreto simples ≤ 0,40%	≤ 0,20%	cimento
INGLATERRA	CP-110 <sup>32</sup>	95% ≤ 0,35% 100% < 0,50%	100% ≤ 0,06%	cimento
JAPÃO	JSCE SP-2 <sup>33</sup>	≤ 0,60 kg/m <sup>3</sup>	≤ 0,30 kg/m <sup>3</sup>	concreto

\* % de fon cloro (Cl<sup>-</sup>) • 1,648 = % equivalente de NaCl - cloreto de sódio  
% de fon cloro (Cl<sup>-</sup>) • 1,565 = % equivalente de CaCl<sub>2</sub> - cloreto de cálcio

- <sup>21</sup> A secção 8 da NBR 6118, limita o teor máximo total de cloretos em relação à água de amassamento, em 500 mg/L, ou seja, 0,05%. Para um concreto de 360 kg de cimento por m<sup>3</sup> e de relação água/cimento igual a 0,5 esse limite corresponde a 0,025% da massa de cimento, o que é extremamente exigente.
- <sup>22</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA de NORMAS TÉCNICAS. Projeto de Estruturas de Concreto Protendido. Procedimento. NBR 7197. Rio de Janeiro, 1989.
- <sup>23</sup> —. Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado. Procedimento. NBR 9062. Rio de Janeiro, 1988.
- <sup>24</sup> ESPAÑA. Ministério de Obras Públicas y Urbanismo. Comisión Permanente del Hormigón. Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado EH-88. Madrid, 1988.
- <sup>25</sup> —. Ministério de Obras Públicas y Urbanismo. Comisión Permanente del Hormigón. Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón Pretensado EP-80. Madrid, 1980.
- <sup>26</sup> AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Corrosion of Metals in Concrete: reported by ACI Committee 222. In:—. ACI Manual of Concrete Practice. Detroit, 1991. v.1.
- <sup>27</sup> —. Guide to Durable Concrete: reported by ACI Committee 201. ACI Materials Journal, v. 88, n. 5, p. 544-82, Sept./Oct. 1991.
- <sup>28</sup> —. Building Code Requirements for Reinforced Concrete: reported by ACI Committee 318. In:—. ACI Manual of Concrete Practice. Detroit, 1992. v.3.
- <sup>29</sup> COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON. Durable Concrete Structures. Design Guide. Lausanne, Thomas Telford, 1992. p. 75
- <sup>30</sup> —. CEB-FIP Model Code 1990: final draft. Lausanne, 1991. (Bulletin d'Information, 205)
- <sup>31</sup> EUROPEAN COMMITTEE for STANDARDIZATION. Concrete. Performance, Production, Placing and Compliance Criteria. ENV 206. s.l., CEN, 1991.
- <sup>32</sup> BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Code of Practice for the Structural Use of Concrete. CP 110. London, 1972.
- <sup>33</sup> JAPAN SOCIETY of CIVIL ENGINEERS. Standard Specification for Design and Construction of Concrete Structures. Tokyo, 1986. part 2, p.17. (SP-2) p.17

O teor de umidade de equilíbrio<sup>34</sup> do concreto pode ser calculado mediante a simples diferença de massa da amostra submetida a uma umidade ambiental específica e a massa seca dessa amostra após estar, pelo menos, 24 horas em estufa ventilada e a 105 °C ou então submetida a vácuo por igual período de tempo.

• critério de avaliação

Os limites de umidade de equilíbrio do concreto ainda não estão suficientemente estudados. Sabe-se que um pouco de água é necessário para haver reação de corrosão, porém a saturação dos poros reduz a velocidade de corrosão a níveis desprezíveis.

A Fig.IV-3 mostra esquematicamente a importância relativa do teor de umidade nos poros do concreto.

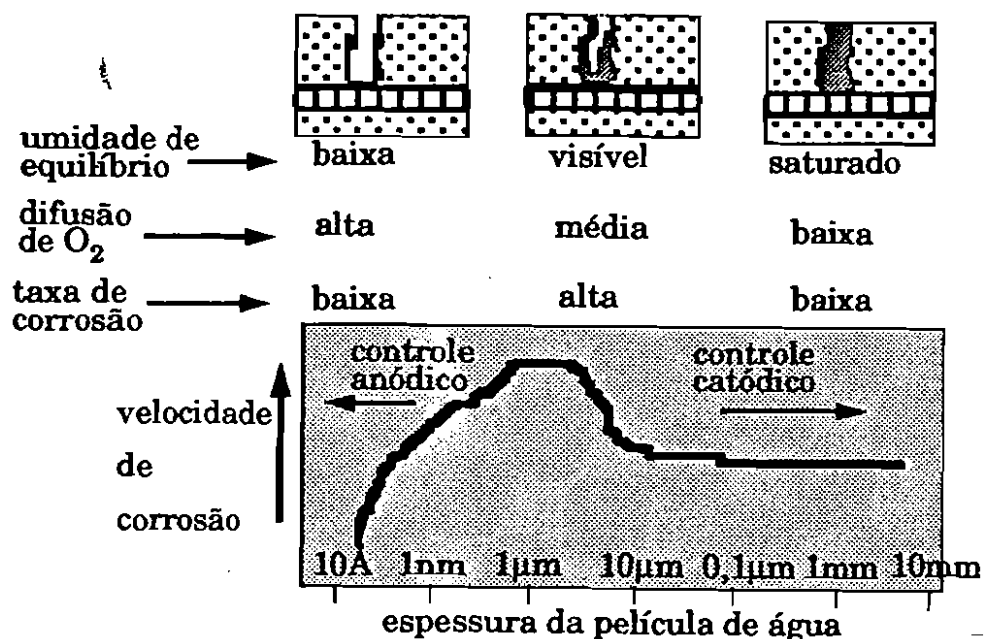


FIGURA IV-3. Influência do teor de umidade dos poros na corrosão das armaduras. (VENTURA, B. P.; ORTEGA, E. B. & ANDRADE, C., 1987)<sup>35</sup>

### Teor de sais solúveis

Mesmo não tendo os outros sais a mesma agressividade sobre as armaduras quanto têm os cloretos, também podem atuar como íons despassivantes sendo conveniente sua determinação para avaliar a qualidade do concreto de cobertura das armaduras. A presença

<sup>34</sup> Em certos casos pode ser conveniente empregar equipamentos portáteis e de imediata resposta. Esses equipamentos avaliam a umidade da superfície dos concretos e argamassas assim como a eventual presença de sais através da resistência elétrica da superfície do componente sob estudo. Evidentemente carregam um certo grau de incerteza na medida mas são bons auxiliares de diagnóstico. Um equipamento bastante versátil e conhecido é o "Protimeter Compleat Dampness Kit. Meter House, Marlow, Bucks SL71LX, England."

<sup>35</sup> VENTURA, B. P.; ORTEGA, E. B.; ANDRADE, C. La Agressividad Ambiental y la Durabilidad de las Estructuras de Hormigón. *Informes de la Construcción*, v. 38, n. 388, p. 17-23, mar. abr. 1987.



de sulfatos, por exemplo, pode acarretar reações deletérias de expansão e formação de fissuras. A fissuração superficial do concreto acarreta um aumento da permeabilidade e uma menor proteção da armadura que poderá corroer-se não mais por uma despassivação do tipo da produzida por cloretos, mas principalmente pelo efeito sinérgico de deterioração simultânea produzido no concreto de cobrimento.

Os métodos descritos nas normas NBR 5746<sup>36</sup> e NBR 9917<sup>37</sup> podem ser adaptados para determinações dos sulfatos em concreto.

#### • critério de avaliação

O teor de sulfatos em um concreto depende do consumo de cimento e do teor de gesso no referido cimento. Assim, por exemplo, um concreto de massa específica de 2300 kg/m<sup>3</sup> com 350 kg de cimento por m<sup>3</sup> amassado com um cimento de no máximo 3% de gesso, dará um teor máximo total de sulfatos de 0,46% por massa de concreto. Se as quantidades encontradas forem superiores significarão que houve contaminação durante o amassamento e mistura do concreto<sup>38</sup>. Esse excesso poderá ser proveniente de aditivos ou outros materiais componentes do concreto ou ainda, nos casos mais comuns, os sulfatos penetraram no concreto após seu endurecimento, provenientes de ambiente agressivo.

#### Resistividade elétrica

A resistividade elétrica do concreto é um dos parâmetros que junto com a disponibilidade de oxigênio controlam a velocidade de corrosão do aço no concreto. A resistividade elétrica depende fundamentalmente da umidade contida nos poros do concreto.

Pode ser empregado o método ASTM G 57<sup>39</sup> no caso de resistividade superficial do concreto, que é sempre a mais interessante pois analisa o concreto de cobrimento à armadura. No caso de resistividade volumétrica pode ser empregado o método descrito na NBR 9204<sup>40</sup>.

#### • critério de avaliação

Como referência básica pode-se adotar a classificação proposta por Browne, Geoghegan e Baker<sup>41</sup>, a saber:

<sup>36</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA de NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland. Determinação de Enxôfre na Forma de Sulfato. Método de Ensaio. NBR 5746. Rio de Janeiro, 1989.

<sup>37</sup> —. Agregados para Concreto. Determinação de Sais, Cloretos e Sulfatos Solúveis. Método de Ensaio. NBR 9917. Rio de Janeiro, 1988.

<sup>38</sup> ANDRADE, C. Manual para Diagnóstico de Estruturas com Armaduras Corroídas. trad. Antonio Carmona e Paulo Helene, São Paulo, PINI, 1992.

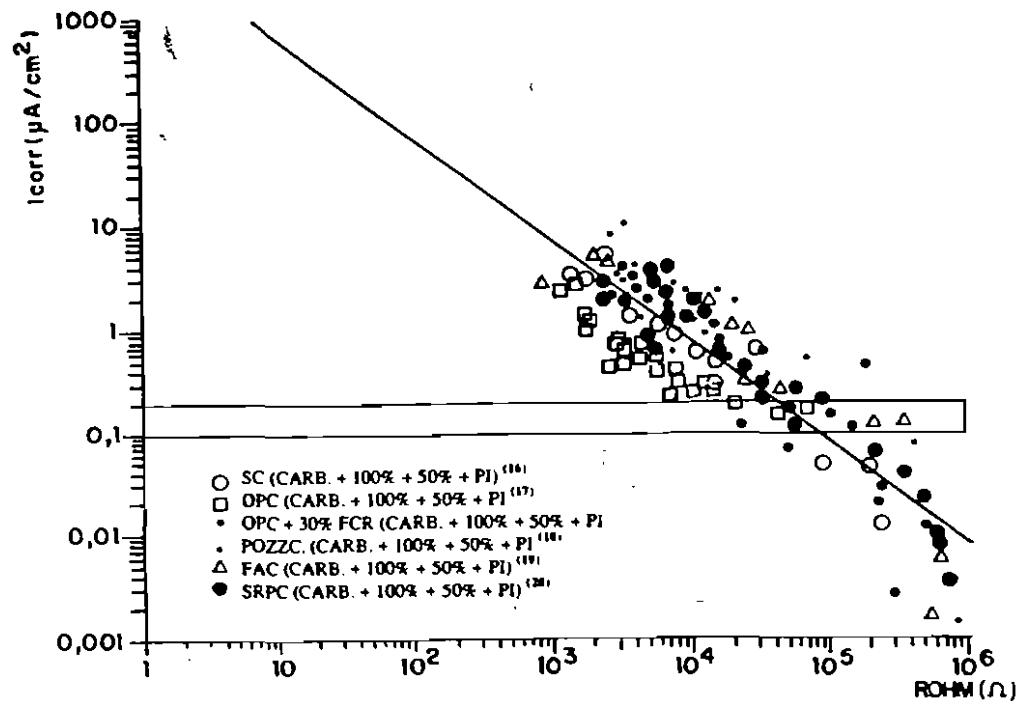
<sup>39</sup> AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. Standard Method for Field Measurement of Soil Resistivity Using the Wenner Four-Electrode Method. ASTM G 57. In:—. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1992.

<sup>40</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA de NORMAS TÉCNICAS. Concreto Endurecido. Determinação da Resistividade Elétrica Volumétrica. Método de Ensaio. NBR 9204. Rio de Janeiro, 1989, que é mais adequada para ensaios em testemunhos em laboratório.

<sup>41</sup> BROWNE, R. D.; GEOGHEGAN, M. P.; BAKER, A. F. Analysis of Structural Condition from Durability Results. In: Alan P. Crane, ed. Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction. London, Society of Chemical Industry, Ellis Horwood, 1983. p. 193-222

- $< 50 \Omega\text{m}$   $\rightarrow$  probabilidade de corrosão *muito alta*
- de 50 a 100  $\Omega\text{m}$   $\rightarrow$  probabilidade de corrosão *alta*
- de 100 a 200  $\Omega\text{m}$   $\rightarrow$  probabilidade de corrosão *baixa*
- $> 200 \Omega\text{m}$   $\rightarrow$  probabilidade de corrosão *desprezível*

Andrade<sup>42</sup> encontrou uma relação aproximada entre a resistência elétrica (resistividade) do concreto e a corrente de corrosão, conforme apresentada na Fig.IV-4.



**FIGURA IV-4.** Relação entre corrente de corrosão e a resistência ôhmica compensada entre o eletrodo de referência e o de trabalho. ( ANDRADE, C., 1992)<sup>42</sup>

Essa relação deve ser tomada de forma aproximada devido à própria dispersão dos resultados, mas apesar disso pode dar uma idéia da ordem de grandeza da velocidade de corrosão, neste caso medida indiretamente pela corrente de corrosão. Esse valor pode ser utilizado posteriormente para o cálculo da vida útil residual da estrutura, conforme apresentado na seção 4.5, deste capítulo.

<sup>42</sup> ANDRADE, C. Manual para Diagnóstico de Estruturas com Armaduras Corroídas. trad. Antonio Carmona e Paulo Helene, São Paulo, PINI. 1992.

### Absorção de água e volume de vazios

Trata-se de ensaio complementar que fornece informações sobre a qualidade do concreto da estrutura. Como método de ensaio podem ser utilizados o da "ASTM C 642"<sup>43</sup> ou o NBR 9778<sup>44</sup>, conforme apresentado na secção 2.2, do capítulo II.

#### • critério de avaliação

Com base nos critérios gerais de durabilidade<sup>45</sup>, este autor propõe a seguinte classificação dos concretos em função da porosidade e absorção de água:

- Concretos duráveis → porosidade  $\leq 10\%$  e absorção de água  $< 4,2\%$
- Concretos normais → porosidade entre 10 e 15% e absorção de água entre 4,2% e 6,3%
- Concretos deficientes → porosidade  $\geq 15\%$  e absorção de água  $> 6,3\%$

### Resistência à compressão do concreto

Trata-se de ensaio complementar que auxilia na avaliação da qualidade do concreto. Este assunto está tratado com detalhes na norma NBR 7680<sup>46</sup>. Segundo essa norma o número mínimo normal de testemunhos deve ser 6 podendo ser aceitável até dois em certos casos especiais. Pode ser empregado também a norma "ASTM C 42"<sup>47</sup> e neste caso as normas "ACI 437"<sup>48</sup> e "ACI 318"<sup>49</sup> especificam outros critérios para o número de testemunhos<sup>50,51</sup>.

#### • critério de avaliação

Os resultados podem ser comparados aos valores especificados no projeto estrutural da obra em questão. Do ponto de vista da durabilidade é razoável classificar pelo menos em três grupos:

- Concretos duráveis →  $f_{ck} > 35 \text{ MPa}$

<sup>43</sup> AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. Standard Test Method for Specific Gravity, Absorption, and Voids in Hardened Concrete. ASTM C 642. In:—. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1986.

<sup>44</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA de NORMAS TÉCNICAS. Argamassa e Concreto Endurecidos. Determinação da Absorção de Água por Imersão - Índice de Vazios - Massa Específica. Método de Ensaio. NBR 9778. Rio de Janeiro, 1990.

<sup>45</sup> HELENE, P. R. L. La Agressividad del Medio y la Durabilidad del Hormigón. Hormigón, AATH, n. 10, p. 25-35, mayo. ago. 1983.

<sup>46</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA de NORMAS TÉCNICAS. Extração, Preparo, Ensaio e Análise de Testemunhos de Estruturas de Concreto. Procedimento. NBR 7680. Rio de Janeiro, 1983.

<sup>47</sup> AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete. ASTM C 42. In:—. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1991.

<sup>48</sup> AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings: reported by ACI Committee 437. In:—. ACI Manual of Concrete Practice. Detroit, 1992. v.2.

<sup>49</sup> —. Building Code Requirements for Reinforced Concrete: reported by ACI Committee 318. In:—. ACI Manual of Concrete Practice. Detroit, 1992. v.3.

<sup>50</sup> HELENE, P. R. L.; REPETTE, Wellington L. Metodologia e Recursos para Avaliação de Estrutura de Concreto. In: Simpósio sobre Patologia das Edificações: Prevenção e Recuperação. Porto Alegre, out. 1989. Anais. Porto Alegre, CPGE, UFRGS, 1989. p. 5-32

<sup>51</sup> AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Strength Evaluation of Existing Concrete Bridges. Detroit, 1985. (ACI SP, 88)

- Concretos normais  $\rightarrow f_{ck} \geq 20 \text{ MPa}$  e  $f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}$
- Concretos deficientes  $\rightarrow f_{ck} < 20 \text{ MPa}$

### Bitola e tipo da armadura

As características da armadura a serem identificadas são a espessura do cobrimento de concreto, a posição das barras, o número e tipo do aço da armadura. Os equipamentos conhecidos genericamente por pacômetros<sup>52</sup> cujo princípio de funcionamento é eletromagnético, servem para determinar a presença e direção das barras, assim como a espessura do cobrimento, desde que:

- a) o campo de medição seja inferior a 120 mm
- b) for conhecido o diâmetro das barras
- c) a separação entre barras seja superior a 100-150 mm

Sempre que essas condições não forem cumpridas as determinações quantitativas ficam prejudicadas e podem conduzir a grandes erros. O método destrutivo deve sempre ser utilizado para confirmação das regiões críticas, através da retirada de parte do concreto de cobrimento.

### • critério de avaliação

Todas as barras de bitola igual ou inferior a 4 mm são consideradas muito mais suscetíveis de corrosão além de correrem o risco de rapidamente serem seccionadas. Todas as barras obtidas através de tratamento a frio de encruamento, tipo trefilação por exemplo, são mais sensíveis à corrosão.

### Redução do diâmetro

A perda da secção transversal causada por corrosão só é possível de ser determinada através de ensaios destrutivos. Estas determinações tanto podem ser efetuadas em trechos de armadura retirados da estrutura ou através de determinações "in situ" por medida em trechos localizados.

Para a medida da perda ou redução de secção, devida à corrosão, é necessário limpar as armaduras dos produtos de corrosão. Essa limpeza pode ser efetuada com uma escova de cerdas de aço adequadas, ou introduzindo uma amostra de armadura em uma solução de ácido clorídrico 1:1 que contenha  $2 \text{ g/dm}^3$  de hexametileno tetramina que atua como inibidor de corrosão do aço e permite limpar somente os produtos da corrosão<sup>53</sup>. Com um calibre (por exemplo um paquímetro), adequado determina-se a perda de secção em vários pontos anotando-se a média e os valores mais elevados. O valor médio permite fazer uma avaliação da taxa de corrosão, ou seja, perda em mm/ano, desde que seja conhecida a época que a

<sup>52</sup> Existem várias marcas no mercado. A mais conhecida leva o nome de "PACHOMETER". É muito utilizado também o equipamento de mesmo princípio, denominado "Micro Covermeter" fabricado e distribuído por Koelectric Limited, Thame, Oxon, OX93PY, England.

<sup>53</sup> AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. Standard Practice for Preparing, Cleaning, and Evaluating Corrosion Test Specimens. ASTM G 1. In:—. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1990.

corrosão começou e seja assumida uma velocidade constante com o tempo.

A perda máxima de secção é a que permite avaliar a real redução de secção resistente da barra e da estrutura. Em barras nervuradas o processo de medida do diâmetro fica dificultado porém deve-se adotar como referência inicial o diâmetro médio nominal da barra e considerar durante a tomada de medida em obra, se esta se dá em cavidades ou ressaltos.

#### • critério de avaliação

Trata-se de classificar os graus ou níveis de deterioração das estruturas de concreto em função de certas manifestações patológicas, tais como a redução ou perda de secção de armadura por efeito de corrosão, como por exemplo os critérios propostos pelo CEB<sup>54</sup>, mostrados na Tabela IV-2.

O referido boletim 162 do CEB<sup>54</sup>, estabelece ainda os prazos máximos que podem ser aceitos entre a caracterização dos problemas efetuada através de uma vistoria e inspeção detalhada e a intervenção para reparo, reforço e proteção.

**TABELA IV-2. Classificação dos graus de deterioração segundo boletim 162 do CEB<sup>54</sup>.**

sintomas visuais	níveis ou graus de deterioração				
	inicial - I	médio - II	intenso - III	forte - IV	muito forte - V
manchas de corrosão	visíveis	visíveis	visíveis	visíveis	visíveis
fissuras	longitudinais poucas	longitudinais e estribos	generalizada	generalizada	generalizada
destacamento do concreto de cobrimento	—	inicial	generalizado	até em zonas onde não há armadura	até em zonas onde não há armadura
redução de secção*	—	- 5%	- 10%	- 25%	estribos seccionados
flechas	—	—	—	possíveis	visíveis
R/S** obra nova	0,95	0,80	0,60	0,35	—
R/S** obra velha	0,85	0,70	0,50	0,25	—

\* redução de secção =  $\Delta A_s / A_s$  ou =  $e_0 / a \cdot \varnothing$ , onde  $A_s$  = área da secção transversal da barra;  $e_0$  = espessura dos produtos da corrosão;  $a=1$  para óxidos / hidróxidos puros;  $a=2$  para produtos de corrosão com restos de pasta;  $\varnothing$  = diâmetro nominal da barra.

\*\* estimativa da redução de capacidade resistente do componente estrutural em função da relação R/S na qual R = capacidade resistente residual e S = solicitação máxima que a estrutura deveria resistir de acordo com a norma nacional, nas condições mais desfavoráveis de carga.

Com base nas recomendações do CEB, recém citadas, este autor sugere os seguintes prazos para intervenção;

- $R/S \leq 0,5$  —> intervenção imediata
- $0,5 < R/S \leq 0,8$  —> até 1 a 2 anos
- $R/S > 0,8$  —> até 5 anos

Nos casos de corrosão devida a cloretos onde normalmente se manifesta através de pites, há que se considerar que a profundidade de ataque alcançada nos "olhos" dos pites

<sup>54</sup> COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON. Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading (Redesign); contribution to the 23rd Plenary Session of CEB, Praga, 1983. Lausanne, Aug. 1983. (Bulletin D'Information, 162)

pode ser três vezes maior que a profundidade média corroída, conforme Fig.IV-5.

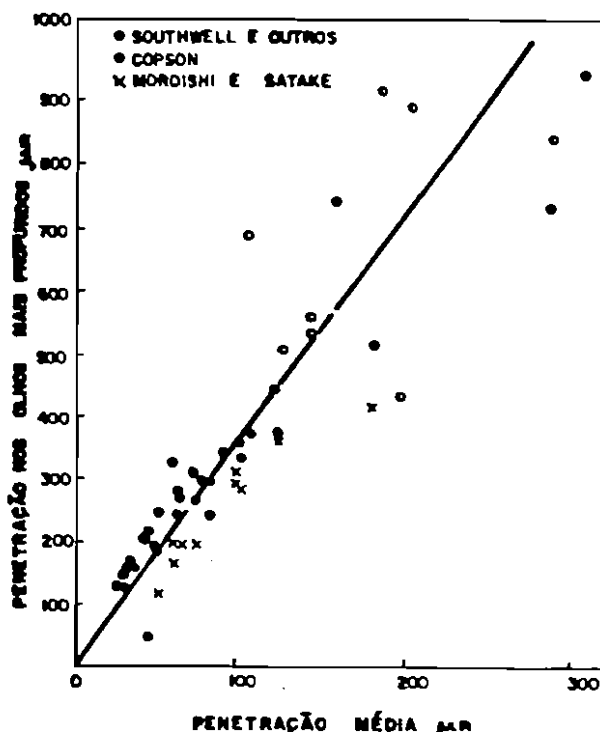


FIGURA IV-5. Relação entre a profundidade média corroída e a profundidade efetiva nos "olhos" dos pites. ( RODRIGUEZ, J. & ANDRADE, C., 1992)<sup>55</sup>

Caberia ainda complementar a Tabela IV-2 introduzindo os valores limites de abertura de fissura longitudinal e de perda de secção média transversal que comprometem a aderência armadura/concreto. Segundo Al-Sulaimani et alii<sup>56</sup>, esse valor pode estar entre 1,5 e 7,5%, sendo mais elevado quanto maior a relação espessura de cobertura/diâmetro da barra.

#### Resistência à tração da armadura

A resistência de escoamento do aço à tração pode ser uma determinação complementar no estudo, com objetivo maior de caracterização tecnológica da situação de segurança da estrutura que especificamente uma propriedade ligada ao fenômeno da corrosão. É obtida através de ensaios de tração, a saber; NBR 6152<sup>57</sup>, NBR 6207<sup>58</sup> ou NBR 6349<sup>59</sup>, segundo sejam a natureza dos testemunhos retirados da estrutura. É conveniente que os

<sup>55</sup> RODRIGUEZ, Jesús & ANDRADE, C. *Influencia de la Corrosión de las Armaduras en la Capacidad Portante de las Estructuras de Hormigón Armado*. Madrid, 1992. (Relatório IET, 457-8144)

<sup>56</sup> AL-SULAIMANI, G. J.; KALEEMULLAH, M.; BASUNBUL, I. A.; RASHEEDUZZAFAR. Influence of Corrosion and Cracking on Bond Behavior and Strength of Reinforced Concrete Members. *ACI Structural Journal*, p. 220-31, Mar. Apr. 1990.

<sup>57</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA de NORMAS TÉCNICAS. *Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração de Materiais Metálicos. Método de Ensaio. NBR 6152*. Rio de Janeiro, 1987.

<sup>58</sup> —. *Arame de Aço. Ensaio de Tração. Método de Ensaio. NBR 6207*. Rio de Janeiro, 1986.

<sup>59</sup> —. *Fio, Barra e Cordoalha de Aço para Armaduras de Protensão. Ensaio de Tração. Método de Ensaio. NBR 6349*. Rio de Janeiro, 1987.

testemunhos sejam extraídos das zonas de menores tensões e nunca de uma mesma secção. Além disso devem estar separadas de distância superior ao comprimento mínimo de ancoragem.

• **critério de avaliação**

Devem atender as especificações técnicas e o projeto da obra em questão. Do ponto de vista da durabilidade os aços de resistência mais elevada, obtida através de encruamento a frio, são mais sensíveis à corrosão.

**Potencial de eletrodo ou de corrosão**

O potencial eletroquímico de corrosão das armaduras imersas no concreto é uma grandeza que indica aproximadamente a situação de corrosão ou passividade destas. Fornece informações qualitativas que devem ser utilizadas sempre como complemento de outros ensaios e nunca de forma isolada e absoluta. A medida consiste na determinação da diferença de potencial elétrico entre o aço das armaduras e um eletrodo de referência que se coloca em contato com a superfície do concreto. A medida do potencial de corrosão, também conhecido por potencial de eletrodo, torna-se imprescindível na vistoria e posterior controle de estruturas que serão ou estão sendo submetidas à proteção catódica. A medida do potencial de corrosão é muito útil também na avaliação das regiões a serem reparadas e no controle de acompanhamento (manutenção preventiva) a ser efetuado após os serviços de reparo.

As principais circunstâncias que podem conduzir a conclusões errôneas nas medidas de potencial, são:

1. Teor de umidade do concreto
2. Teor de oxigênio disponível
3. Diferentes espessuras de cobrimento de concreto
4. Presença de fissuras no concreto
5. Existência de correntes vagabundas ou erráticas

As medidas podem ser tomadas isoladamente ou em forma sistemática e pré determinada com o objetivo de obter o "mapa de potenciais" da estrutura. Este mapa pode resultar muito útil na etapa do planejamento e projeto dos reparos na estrutura, uma vez que permite identificar zonas possivelmente corroídas de zonas não corroídas ou passivadas. O assunto está tratado com mais detalhes na secção 2.6, do capítulo II.

O procedimento a ser adotado está descrito na norma "ASTM C 876"<sup>60</sup>. Pode ser utilizado também um sistema informatizado de coleta com registro de dados<sup>61</sup>.

<sup>60</sup> AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. Standard Test Method for Half Cell Potential of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete. ASTM C 876. In:—. Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1991.

<sup>61</sup> Como por exemplo o equipamento denominado "Potential Wheel & Data Bucket" fabricado e comercializado pela C.N.S. ELECTRONICS LTD., England.

### • critério de avaliação

Tomando como referência o eletrodo de cobre/sulfato de cobre (CSE) e os critérios recomendados pela norma "ASTM C 876", o risco de corrosão em função do potencial medido no concreto úmido pode ser:

- $\leq -0,35 \text{ V}$   $\rightarrow$  alta probabilidade de corrosão ativa, mais que 90%
- $> -0,35 \text{ V}$  e  $\leq -0,20 \text{ V}$   $\rightarrow$  incerteza quanto à corrosão ativa
- $> -0,20 \text{ V}$   $\rightarrow$  baixa probabilidade de corrosão ativa, menos que 10%

No caso de mapas de potenciais deve-se traçar linhas equipotenciais que permitam identificar as zonas de maior risco de corrosão. O potencial de corrosão pode ser também relacionado com o teor de cloretos medido no concreto ao redor da armadura, conforme apresentado na Fig.IV-6, proposta pelo Departamento de Transporte<sup>62</sup> da Inglaterra para os trabalhos de manutenção de pontes.

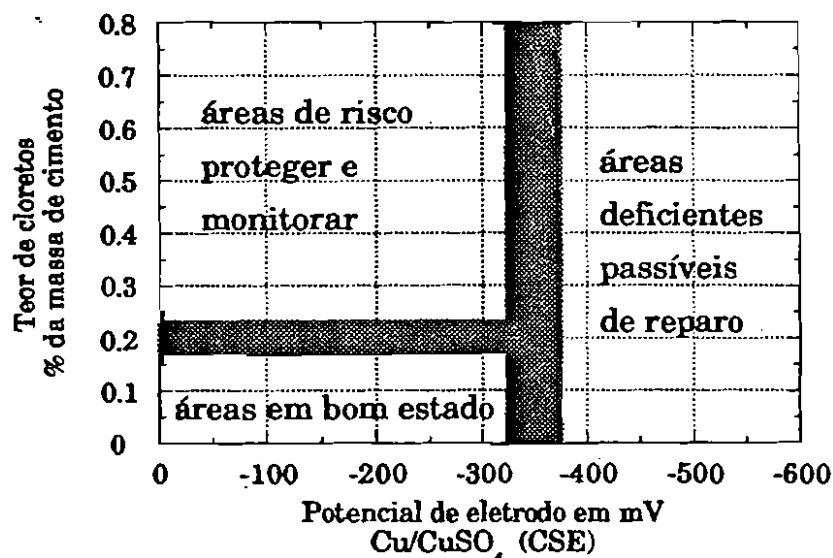


FIGURA IV-6. Limites de referência para trabalhos de manutenção em pontes. (WALLBANK, E. J., 1989)<sup>62</sup>

### Resistência de polarização

A metodologia em questão tem sido amplamente empregada pela Dr<sup>a</sup> Carmen Andrade e colaboradores que, inclusive, desenvolveram um instrumento denominado GECOR<sup>63</sup> para medida da velocidade instantânea de corrosão em obras, uma vez que até recentemente a literatura registrava somente aplicações em laboratório em condições especiais, com corpos de prova de configuração limitada.

<sup>62</sup> WALLBANK, E. J. *The Performance of Concrete in Bridges. A Survey of 200 Highway Bridges*. London, Her Majesty's Stationery Office-HMSO, Apr. 1989. 96p.

<sup>63</sup> GEOCISA. *Medida de la Velocidad de Corrosión de Armaduras en Estructuras de Hormigón. Geocisa-Auscultación de Estructuras*. Geotecnia y Cimientos, S. A. Los Llanos de Jerez, 10 y 12, Coslada, Madrid. 1990. Ione 671-5300 (catálogo).



A aplicação adequada em campo<sup>64</sup> e mesmo em laboratório requer cuidados e procedimentos adequados para evitar difusão da polarização imposta e consequente redução da qualidade e confiabilidade da medida, conforme discutido na secção 2.7 do capítulo II.

• critério de avaliação

Rodríguez e Andrade<sup>65</sup>, com base em grande número de ensaios ao longo de mais de 15 anos de ensaios em laboratório e mais recentemente em campo, propõem a classificação apresentada na Fig. IV-7.

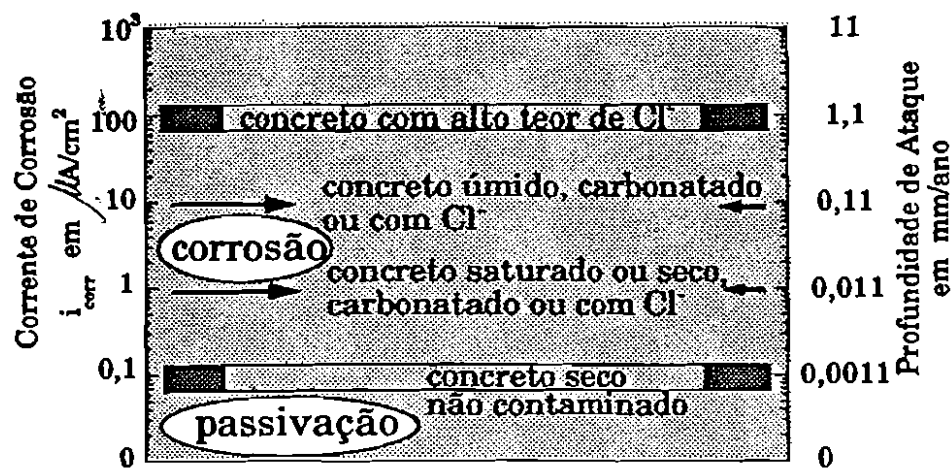


FIGURA IV-7. Correspondência entre o estado da estrutura em função da corrente de corrosão, medida através da metodologia de resistência de polarização, e da profundidade média de ataque, medida diretamente "in loco". (RODRIGUEZ, J. & ANDRADE, C., 1992)<sup>65</sup>

#### 4.5 Vida Útil - Prognóstico

Por princípio toda estrutura deve cumprir com os requisitos mínimos de segurança, funcionalidade e aspecto estético que lhe sejam exigidos em função das ações e influências ambientais que venha a ser submetida durante sua vida útil. Por vida útil entende-se o período de tempo no qual a estrutura pode cumprir a função para a qual foi projetada sem custos importantes de manutenção, ou seja, deverá estar sob manutenção preventiva mas não poderá sofrer qualquer tipo de manutenção corretiva, nesse período. Após uma eventual intervenção corretiva, poderá ser estimada uma nova vida útil.

O prognóstico nada mais é que a previsão da deterioração da estrutura com base nas

<sup>64</sup> GONZALEZ, J. A. et al. On-site Detection of Corrosion in Reinforced Concrete Structures. *Materials and Structures*, v. 24, n. 143, p. 346-50, Sept. 1991.

<sup>65</sup> RODRIGUEZ, J.; ANDRADE, C. Influencia de la Corrosión de las Armaduras en la Capacidad Portante de las Estructuras de Hormigón Armado. Madrid, 1992. (Relatório IET, 457-8-144)

condições de exposição, nas características dos materiais utilizados e nos modelos de deterioração. A deterioração das estruturas de concreto pode ser modelada como um processo que comporta dois estágios. O primeiro estágio ao qual está associado o período de tempo  $t_0$ , denominado de período de iniciação, corresponde ao período de tempo que leva os agentes agressivos do ambiente para alcançar a armadura. O segundo estágio, associado ao período de tempo  $t_1$ , corresponde ao tempo que ainda leva para a ocorrência de uma deterioração significativa, tanto do ponto de vista estético quanto de segurança, conforme apresentado na Fig.I-17, da seção 1.5 do capítulo I. Conceitualmente, enquanto há apenas um  $t_0$ , podem ser definidos vários períodos de tempo  $t_1$  segundo seja o grau de deterioração máxima admitida como término da vida útil, ou seja, o tempo correspondente ao aparecimento de manchas dos produtos de corrosão, ao aparecimento de fissuras, à ocorrência de destacamentos do concreto de cobrimento ou até a ruptura parcial ou total da estrutura. A vida útil é então o período de tempo correspondente à soma de  $t_0+t_1$ , no qual  $t_1$  é definido arbitrariamente em função da importância da obra.

Em função dessas conceituações e conforme discutido na seção 1.5 do capítulo I, é possível distinguir pelo menos quatro "vidas úteis", a saber:

- vida útil de projeto
- vida útil de serviço ou de utilização
- vida útil total
- vida útil residual

A vida útil de projeto está associada ao período de tempo  $t_0$ . Pode ser estimada subjetivamente assumindo-se umas certas características do concreto de cobrimento assim como uma certa agressividade do meio ambiente. Com esses parâmetros adotados calcula-se o período de tempo que levará para os agentes agressivos externos atingirem a armadura, despassivando-a. Esses cálculos, no caso de corrosão de armaduras, estão geralmente associadas à penetração de gás carbônico- $\text{CO}_2$  e de cloretos- $\text{Cl}^-$ . O grau de fissuração controlada, de umidade de equilíbrio, a resistividade ou condutividade elétrica, e outros parâmetros, geralmente não são decisivos nesta estimativa, aceitando-se que  $\text{CO}_2$  e  $\text{Cl}^-$  comandem essa previsão.

A estimativa da vida útil de serviço ou de utilização, ou seja, o cálculo do período de tempo  $t_0+t_1$ , onde  $t_1$  vai até o aparecimento de manifestações patológicas inadmissíveis, requer uma previsão da taxa de corrosão, ou seja, a adoção de parâmetros que estejam correlacionados à velocidade de corrosão. Da mesma forma a previsão da vida útil total (última), até a ruptura ou colapso parcial da estrutura ( $t_0+t_1$ ), onde  $t_1$  é maior e tem significado diferente do anterior, também requer o conhecimento da velocidade com que o processo de corrosão das armaduras numa determinada obra, vai ocorrer. Considerando que já há dificuldade e incerteza na previsão de  $t_0$ , pois requer a estimativa de parâmetros pouco conhecidos da literatura, a adoção "a priori" de parâmetros relacionados com a taxa de

corrosão que eventualmente será instalada no futuro, passa a ser uma especulação sem significado prático e técnico. Portanto a estimativa da taxa ou velocidade de corrosão somente será possível em obras acabadas e que foram objeto de uma vistoria e inspeção detalhada, medindo-se "in loco" certos parâmetros tais como resistividade elétrica, teor de cloretos, corrente de corrosão e outros. De posse desses parâmetros efetivos será possível, então, calcular  $t_1$  e estimar a vida útil residual, a vida útil de serviço ou a vida útil total, conforme a orientação geral mostrada no quadro da Fig.IV-8.

Fase	Parâmetros	Estimativa	Confiabilidade
<b>I. Construções Novas - A Obra por Fazer</b>			
• vida útil de projeto ( $t_0$ )	desconhecidos	subjativa	razoável
• vida útil de serviço ( $t_0+t_1$ )	desconhecidos	difícil	reduzida
• vida útil total ( $t_0+t_1$ )	desconhecidos	difícil	reduzida
<b>II. A Obra Executada e em Bom Estado de Conservação</b>			
• reavaliação da vida útil de projeto ( $t_0$ )	conhecidos	objetiva	grande
• vida útil de serviço ( $t_0+t_1$ )	desconhecidos	subjativa	razoável
• vida útil total ( $t_0+t_1$ )	desconhecidos	subjativa	reduzida
<b>III. A Obra Executada e Deteriorada</b>			
• reavaliação da vida útil de projeto ( $t_0$ )	conhecidos	objetiva	total
• reavaliação da vida útil de serviço ( $t_0+t_1$ )	conhecidos	objetiva	grande
• vida útil total ( $t_0+t_1$ )	conhecidos	objetiva	grande
Observações:			
1. A vida útil residual pode ser calculada a partir do conhecimento de $t_0$ e $t_1$ , descontando-se da soma desses períodos o tempo $t$ da época da vistoria e inspeção detalhada.			
2. Na realidade é possível estimar e calcular uma vida útil para um determinado componente estrutural ou conjunto de mesmos componentes estruturais submetidos a mesmas condições de exposição. Não tem muito sentido estimar a vida útil média da estrutura como um todo, a menos que esta vida útil seja definida como a vida útil do componente estrutural que primeiro se deteriorar.			
3. Sempre que houver monitoramento dos componentes estruturais ao longo do tempo, o conhecimento dos parâmetros decisivos e a confiabilidade nos correspondentes cálculos e estimativas melhoram substancialmente.			

*FIGURA IV-8. Quadro orientativo para o cálculo e previsão de vida útil de estruturas de concreto armado, dirigido para o fenômeno de corrosão das armaduras.*

Quando se trata de obra reparada e protegida, submetida a uma manutenção corretiva, as novas previsões de vida útil se complicam. Em princípio deve ter sido reparada através de procedimentos que alterem e reduzam significativamente a velocidade dos processos de deterioração que estavam instalados. Portanto não valem mais os parâmetros efetivos medidos por ocasião do diagnóstico. Na maioria das vezes são recomendáveis revestimentos superficiais protetores, o que altera o mecanismo de penetração de agentes agressivos e, portanto, coloca os parâmetros do concreto e argamassas de reparo do substrato em segundo plano. Passam a ser determinantes o grau de umidade residual da estrutura, a resistência dos

revestimentos protetores ao vapor de água, à difusão de CO<sub>2</sub>, à difusão de íons, à ação da radiação ultra-violeta e ozônio, à alcalinidade do concreto, e principalmente do programa de manutenção e eventuais repinturas periódicas. Nesses casos a previsão da "nova vida útil" ou "residual" é complexa e ainda fica muito em mãos da experiência dos profissionais envolvidos.

### Estimativa da vida útil de projeto

Trata-se de estudar os modelos de penetração do gás carbônico-CO<sub>2</sub> e de cloretos-Cl<sup>-</sup> no concreto de cobrimento, estabelecendo critérios e valores de referência para serem adotados subjetivamente por ocasião do projeto da estrutura, especialmente com relação à espessura e qualidade do concreto de cobrimento às armaduras.

#### • espessura de carbonatação

Conforme exposto na seção 3.2, do capítulo III, de maneira geral aceita-se que a espessura carbonatada seja função da raiz quadrada do tempo, segundo a lei;

$$e_{CO_2} = k_{CO_2} \cdot \sqrt{t} \quad \text{onde;} \quad (\text{eq.IV-1})$$

$e_{CO_2}$  = espessura ou profundidade carbonatada, geralmente em mm

$t$  = tempo de exposição ao CO<sub>2</sub>, geralmente em anos

$k_{CO_2}$  = constante que depende da difusividade do CO<sub>2</sub><sup>66</sup>, do gradiente de concentração de CO<sub>2</sub> no ambiente e da quantidade retida<sup>67</sup> de CO<sub>2</sub>, geralmente em mm•ano<sup>-1/2</sup>

Na Tabela IV-3, apresenta-se um critério preliminar de classificação dos concretos em função do coeficiente de carbonatação  $k_{CO_2}$ , proposto com base na experiência deste autor.

Os coeficientes de carbonatação apresentados na Tabela IV-3 aplicam-se a concretos de cimento Portland comum, submetidos a cura adequada durante período igual ou superior a 5 dias e a partir daí mantidos em ambiente de UR entre 60 e 80% com temperaturas de 20 a 30°C e concentração normal de gás carbônico no ar (0,03%).

TABELA IV-3. Classificação dos concretos com base no coeficiente de carbonatação,  $k_{CO_2}$ .

classificação do concreto	coeficiente de carbonatação	resistência característica do concreto à compressão	profundidade carbonatada provável $e_{CO_2}$	
	$k_{CO_2}$	$f_{ck}$	em 15 anos	em 50 anos
	mm•ano <sup>-1/2</sup>	MPa	mm	mm
durável	≤ 3	> 35	11	20
normal	3 a 6	20 a 35	22	40
deficiente	≥ 6	< 20	33	60

<sup>66</sup> Que por sua vez é dependente do grau de umidade dos poros do concreto, ou seja, variável em função da umidade relativa do ambiente.

<sup>67</sup> Por quantidade retida de CO<sub>2</sub> entende-se a quantidade de CO<sub>2</sub> que reagiu com os produtos alcalinos da hidratação do cimento Portland formando carbonatos. Dessa forma para uma mesma permeabilidade e porosidade da pasta e sob um mesmo gradiente de pressão ou concentração de CO<sub>2</sub>, o concreto de maior reserva alcalina, ou seja, de maior teor de álcalis, terá uma profundidade de carbonatação menor.

A provável profundidade carbonatada poderá ser menor sempre que:

- a cura úmida for mantida por períodos mais longos
- a UR do ambiente superar os 80% ou for inferior a 60%
- houver ciclos de molhagem e secagem

A provável profundidade carbonatada poderá ser maior sempre que:

- o cimento contiver mais de 10% de adições
- a cura for inferior a 5 dias, houver ventos e a temperatura superar 30°C
- o concreto for mal lançado e adensado gerando "bicheiras" ou "ninhos" de concretagem

• **penetração de cloretos**

A concentração de cloretos numa solução geralmente é expressa em solução p molar, ou seja, p moles do soluto por litro de solvente. Considerando que a massa molecular do cloreto é 35,5 g, uma solução 1 (um) molar corresponde a uma solução de 35,5 g/L = 35.500 mg/L = 3,55 %. Portanto a concentração de cloretos neste exemplo pode ser expressa por  $C_{Cl} = 3,55\% = 0,0355$  que são unidades de trabalho mais adequadas.

A concentração de cloretos no concreto pode ser expressa por teor de cloretos por massa de concreto,  $Cl_C$  (em kg/kg, ou %), ou teor de cloretos por unidade de massa de cimento,  $Cl_{CC}$  (em kg/kg, ou %), ou ainda teor de cloretos por unidade de massa de água de amassamento,  $Cl_H$  (em kg/kg, ou %). Sendo C o consumo de cimento em kg/m<sup>3</sup> de concreto,  $\gamma_c$  a massa específica do concreto,  $Ab_H$  a absorção máxima de água do concreto em massa (em kg/kg, ou %) e a/c a relação água/cimento em massa (em kg/kg) pode-se correlacionar essas variáveis, obtendo-se;

$$\bullet Cl_C = Cl_{CC} \cdot C / \gamma_c = Cl_H \cdot a / c \cdot C / \gamma_c$$

$$\bullet Cl_{CC} = Cl_H \cdot a / c$$

•  $Cl_{CC} = C_{Cl} \cdot Ab_H \cdot \gamma_c / C$  que corresponde ao teor de cloretos no concreto em relação à massa de cimento em função da concentração de cloretos na superfície do concreto, da absorção máxima de água do concreto, da massa específica do concreto e do consumo de cimento por m<sup>3</sup> de concreto. Observa-se que para uma mesma concentração externa e mesma massa específica, o teor de cloretos no concreto será tanto menor quanto maior o consumo de cimento e quanto menor a absorção de água. Essa constatação só será válida quando mantida uma mesma consistência do concreto fresco, pois quanto maior o consumo de cimento por m<sup>3</sup> menor será a relação água/cimento e conseqüentemente menor será a porosidade e absorção de água do concreto. Por outro lado, mantida uma mesma relação água/cimento, a absorção de água por m<sup>3</sup> vai crescer ao aumentar o consumo de cimento por m<sup>3</sup> e nada poderá ser dito afirmativamente sobre o teor de cloretos no concreto. Finalmente, mantidos a relação água/cimento, o consumo, a concentração de cloretos externamente e a massa específica do concreto, o teor de cloretos no concreto reduzirá à medida que sejam utilizadas adições ao cimento que reduzam a porosidade e absorção de água do concreto.

Com essas relações e tomando-se como referência algumas concentrações típicas de cloretos pode-se construir a correspondência mostrada na Tabela IV-4.

Na literatura especializada pode-se encontrar modelos de previsão ou de estimativa de vida útil de estruturas de concreto armado com base na corrosão das armaduras por ação de cloretos. Babaei<sup>68</sup> por exemplo, tomando por referência de perda de vida útil a penetração de cloretos, propõem;

$$t = \frac{0,39 \cdot e}{Cl_{cc} - 0,04} \quad \text{onde;}$$

t = tempo ou vida útil em anos

e = espessura do cobrimento de concreto à armadura em mm

$Cl_{cc}$  = teor de cloretos no concreto da camada superficial do componente, em %, em massa em relação ao cimento

cujo nomograma resultante está apresentado na Fig.IV-9.

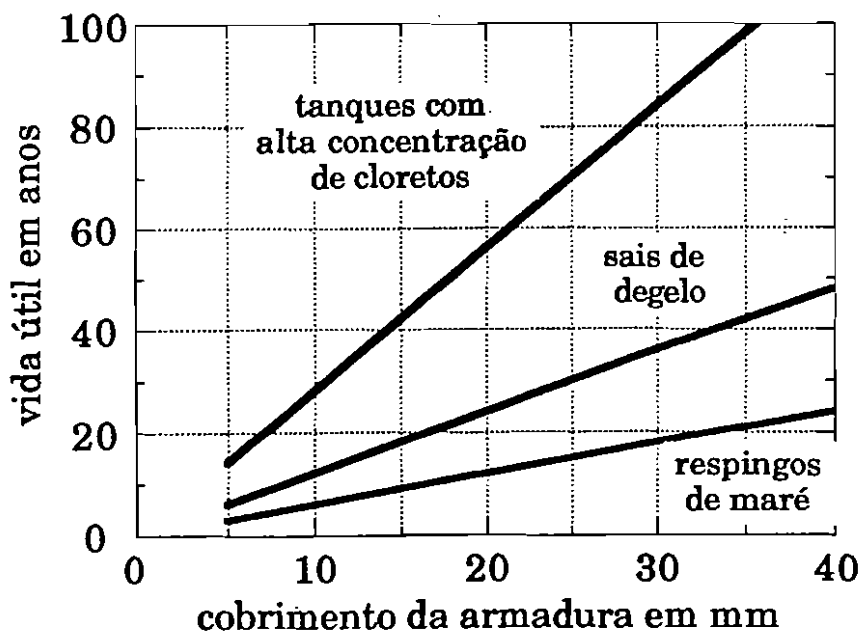


FIGURA IV-9. Nomograma para estimativa da vida útil de estruturas de concreto armado em função da espessura do cobrimento de concreto e do teor de cloretos no concreto superficial.

(BABAEI, K., 1986) <sup>68</sup>

<sup>68</sup> BABAEI, Khossrow. Evaluation of Half-Cell Corrosion Detection Test for Concrete Bridge Decks: final report. Seattle, Washington State Department of Transportation, Nov. 1986. (WA-RD 95.1) p. 57

**TABELA IV-4. Teores de cloretos, orientativos ou de referência, no concreto da superfície, em função do meio ambiente.**

ambiente	concentração de cloretos na superfície do concreto	teor de cloretos em massa, em relação ao cimento	teor de cloretos em massa, em relação ao concreto	teor de cloretos em massa, em relação à água de amassamento
<b>I. Para <math>f_{ck} &gt; 35</math> MPa, <math>a/c &lt; 0,48</math>, <math>C &gt; 400</math> kg/m<sup>3</sup> e <math>Ab_H &lt; 4,2\%</math></b>				
tanques industriais	5 molar 177.500 mg/L 17,75 %	4,47 %	0,75 %	9,31 %
água de mar oceano Atlântico névoa salina	0,70 molar 25.000 mg/L 2,5 %	0,63 %	0,11 %	1,31 %
respingos de maré	0,14 molar 5.000 mg/L 0,5 %	0,13 % + 0,65 %* = 0,78 %	0,13 %	1,63 %
atmosfera marinha ou industrial	0,03 molar 1.000 mg/L 0,1 %	0,025 % + 0,13 %* = 0,16 %	0,03 %	0,33 %
atmosfera urbana ou rural	0,004 molar 150 mg/L 0,015 %	0,004 % + 0,02 %* = 0,024 %	0,004 %	0,05 %
<b>II. Para <math>f_{ck}</math> de 20 a 35 MPa, <math>a/c</math> de 0,48 a 0,68, <math>C</math> de 280 a 400 kg/m<sup>3</sup> e <math>Ab_H</math> de 4,2 a 6,3 %</b>				
tanques industriais	5 molar 177.500 mg/L 17,75 %	6,64 %	0,94 %	11,45 %
água de mar oceano Atlântico névoa salina	0,70 molar 25.000 mg/L 2,5 %	0,93 %	0,13 %	1,60 %
respingos de maré	0,14 molar 5.000 mg/L 0,5 %	0,19 % + 0,95 %* = 1,14 %	0,16 %	1,97 %
atmosfera marinha ou industrial	0,03 molar 1.000 mg/L 0,1 %	0,04 % + 0,20 % = 0,24 %	0,03 %	0,41 %
atmosfera urbana ou rural	0,004 molar 150 mg/L 0,015 %	0,006 % + 0,03 %* = 0,036 %	0,005 %	0,062 %
<b>III. Para <math>f_{ck} &lt; 20</math> MPa, <math>a/c &gt; 0,68</math>, <math>C &lt; 280</math> kg/m<sup>3</sup> e <math>Ab_H &gt; 6,3\%</math></b>				
tanques industriais	5 molar 177.500 mg/L 17,75 %	10,65 %	1,24 %	15,21 %
água de mar oceano Atlântico névoa salina	0,70 molar 25.000 mg/L 2,5 %	1,5 %	0,18 %	2,14 %
respingos de maré	0,14 molar 5.000 mg/L 0,5 %	0,30 % + 1,50 %* = 1,80 %	0,21 %	2,57 %
atmosfera marinha ou industrial	0,03 molar 1.000 mg/L 0,1 %	0,06 % + 0,30 % = 0,36 %	0,042 %	0,51 %
atmosfera urbana ou rural	0,004 molar 150 mg/L 0,015 %	0,009 % + 0,045 %* = 0,046 %	0,005 %	0,066 %

observações:

1. Admite-se que o concreto original tem teor nulo de cloretos, ou seja, todos os cloretos vêm do exterior. Evidentemente isso é muito raro. Todo concreto tem, fruto dos materiais que o compõem, um certo teor inicial de cloretos
2. Admite-se que na camada superficial do concreto a capacidade de retenção de cloretos, decorrente da ação de alguns compostos do cimento ou adições, é praticamente desprezível.

\*absorção e concentração (processo de convexão) de cloretos no concreto da camada superficial devidas aos ciclos permanentes de molhagem e secagem do concreto.

Clear e Hay<sup>69</sup>, outros conhecidos pesquisadores americanos, propõem o seguinte modelo;

$$t = \frac{2,5 \cdot 0,82 \sqrt{e}}{a/c \cdot 2,38 \sqrt{c_{Cl}}} \quad \text{onde:}$$

t = tempo ou vida útil em anos

e = espessura do cobrimento de concreto à armadura em mm

a/c = relação água/cimento do concreto, em massa

$c_{Cl}$  = concentração de cloretos no ambiente, junto à superfície do concreto em mg/L, cujo nomograma resultante está apresentado na Fig.IV-10.

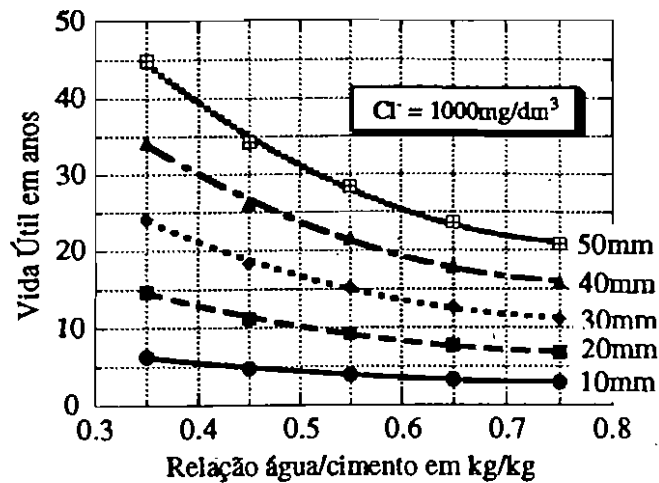


FIGURA IV-10. Nomograma para previsão de vida útil das estruturas submetidas à ambiente com cloretos, em função da relação água/cimento e do cobrimento de concreto à armadura. (CLEAR, K. C. & HAY, R. E., 1983)<sup>69</sup>

Os nomogramas apresentados nas figuras anteriores foram obtidos empiricamente pelos autores citados a partir de dados obtidos em tabuleiros de pontes de concreto, tratados com sais de descongelamento, e, conseqüentemente, têm suas limitações.

A maneira mais abrangente e adequada, segundo a opinião deste autor, para o tratamento desta questão é a partir do coeficiente de difusão de cloretos obtido através da segunda lei de Fick apresentada na secção 3.3 no capítulo III, a saber:

$$\frac{C_{e_{Cl}} - C_0}{C_s - C_0} = 1 - \operatorname{erf}\left(\frac{e_{Cl}}{2 \cdot \sqrt{D_{ef_{Cl}} \cdot t}}\right) \quad \text{onde:} \quad (\text{eq.IV-2})$$

$C_{e_{Cl}}$  = teor de cloretos na profundidade  $e_{Cl}$ , no tempo t, em %

$C_0$  = teor inicial de cloretos no interior do componente estrutural de concreto (na maioria dos casos pode ser admitido igual a 0,02%)

<sup>69</sup> CLEAR, K. C.; HAY, R. E. Time-to-Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete Slabs. Washington, D.C., Federal Highway Administration, 1983. (Report FHWA/RD-73/32)



$C_s$  = teor de cloretos na superfície do componente estrutural de concreto, admitido constante, em %

erf = função de erro de Gauss

$e_{Cl}$  = profundidade atingida pela frente de cloretos com teor de cloretos igual a  $C_{eCl}$ , em m

$D_{efCl}$  = coeficiente efetivo de difusão de cloretos, em  $m^2/s$

t = duração de tempo considerado em s

$$\therefore \operatorname{erf}\left(\frac{e_{Cl}}{2 \cdot \sqrt{D_{efCl} \cdot t}}\right) = \frac{C_s - C_{eCl}}{C_s - C_0} = \operatorname{erf}(z)$$

$$\text{chamando } \frac{e_{Cl}}{2 \cdot \sqrt{D_{efCl} \cdot t}} = z \Rightarrow t = \frac{e_{Cl}^2}{4 \cdot z^2 \cdot D_{efCl}}$$

entrando-se com o valor de erf(z) na tabela da função de erro de Gauss, conforme apresentado na referência 74 do capítulo III, pag. 125, obtém-se o valor de z o que permite calcular o período de tempo t, ou vida útil, em função da espessura do cobrimento de concreto (e) e do coeficiente efetivo de difusão de cloretos,  $D_{efCl}$ . A título orientativo apresenta-se na Tabela IV-5 um critério de classificação dos concretos em função do coeficiente de difusão de cloretos.

Com os valores orientativos propostos nas Tabelas IV-3 e IV-5 e com as equações gerais apresentadas, eq.IV-1 e eq.IV-2, desta seção, é possível escolher o cobrimento mínimo da armadura com base a critérios de durabilidade específicos. Esse procedimento adotado a nível de projeto apresenta grande vantagem sobre os critérios das atuais normas nacionais e estrangeiras que são indiretos e limitados a detalhes construtivos pouco esclarecedores.

Normalmente o mecanismo preponderante de penetração de cloretos no concreto é o da difusão. Para previsão da vida útil e adoção da espessura mínima de concreto de cobrimento à armadura, quando prevalecer a absorção capilar, a permeabilidade ou a migração de íons, podem ser empregadas as equações discutidas no capítulo III, conforme exemplo orientativo apresentado na Tabela III-2.

### Estimativa da vida útil de serviço ou de utilização

Trata-se de empregar os modelos de penetração do gás carbônico- $CO_2$  e dos cloretos- $Cl^-$  no concreto de cobrimento, discutidos no capítulo III, para confirmação da previsão de vida útil efetuada subjetivamente por ocasião do projeto da estrutura. A partir de vistoria e inspeção detalhada da estrutura, efetuadas por qualquer razão de maior transcendência ou dentro da rotina de um programa de manutenção preventiva, podem ser obtidos os parâmetros efetivos e particulares da obra em questão empregando-os nas eq.IV-1 e eq.IV-2 apresentadas anteriormente.

**TABELA IV-5. Classificação dos concretos com base no coeficiente efetivo de difusão de cloretos,  $D_{efCl}$**

classificação do concreto	coeficiente efetivo de difusão de cloretos $D_{efCl}$ $m^2/s$	profundidade penetrada em mm*		outras características médias do concreto
		15 anos	50 anos	
<b>tanques industriais com 17,75% de cloretos</b>				
excelente	$< 5 \cdot 10^{-13}$	35 46	64 84	$f_{ck} > 55 \text{ MPa}$ , $a/c < 0,38$ , cimento com adições
durável	5a $40 \cdot 10^{-13}$	71 94	130 172	$f_{ck} > 35 \text{ MPa}$ , $a/c < 0,48$ , $C > 400 \text{ kg/m}^3$
normal	40 a $90 \cdot 10^{-13}$	149 193	272 353	$f_{ck}$ de 20 a 35 MPa, $a/c$ de 0,48 a 0,68, $C$ de 280 a 400 $\text{kg/m}^3$
deficiente	$> 90 \cdot 10^{-13}$	220 274	402 500	$f_{ck} < 20 \text{ MPa}$ , $a/c > 0,68$ , $C < 280 \text{ kg/m}^3$
<b>água de mar oceano Atlântico névoa salina 2,5% de cloretos</b>				
excelente	$< 5 \cdot 10^{-13}$	13 30	24 55	$f_{ck} > 55 \text{ MPa}$ , $a/c < 0,38$ , cimento com adições
durável	5a $40 \cdot 10^{-13}$	29 62	53 113	$f_{ck} > 35 \text{ MPa}$ , $a/c < 0,48$ , $C > 400 \text{ kg/m}^3$
normal	40 a $90 \cdot 10^{-13}$	75 134	137 245	$f_{ck}$ de 20 a 35 MPa, $a/c$ de 0,48 a 0,68, $C$ de 280 a 400 $\text{kg/m}^3$
deficiente	$> 90 \cdot 10^{-13}$	128 201	234 367	$f_{ck} < 20 \text{ MPa}$ , $a/c > 0,68$ , $C < 280 \text{ kg/m}^3$
<b>zona de respingos de maré 0,5% de cloretos + concentração superficial (convexão)</b>				
excelente	$< 5 \cdot 10^{-13}$	17 33	31 60	$f_{ck} > 55 \text{ MPa}$ , $a/c < 0,38$ , cimento com adições
durável	5a $40 \cdot 10^{-13}$	34 67	62 122	$f_{ck} > 35 \text{ MPa}$ , $a/c < 0,48$ , $C > 400 \text{ kg/m}^3$
normal	40 a $90 \cdot 10^{-13}$	84 140	153 256	$f_{ck}$ de 20 a 35 MPa, $a/c$ de 0,48 a 0,68, $C$ de 280 a 400 $\text{kg/m}^3$
deficiente	$> 90 \cdot 10^{-13}$	146 208	267 380	$f_{ck} < 20 \text{ MPa}$ , $a/c > 0,68$ , $C < 280 \text{ kg/m}^3$
<b>atmosfera marinha ou industrial 0,1% de cloretos + concentração superficial (convexão)</b>				
excelente	$< 5 \cdot 10^{-13}$	nihil 11	nihil 20	$f_{ck} > 55 \text{ MPa}$ , $a/c < 0,38$ , cimento com adições
durável	5a $40 \cdot 10^{-13}$	nihil 31	nihil 57	$f_{ck} > 35 \text{ MPa}$ , $a/c < 0,48$ , $C > 400 \text{ kg/m}^3$
normal	40 a $90 \cdot 10^{-13}$	nihil 78	nihil 142	$f_{ck}$ de 20 a 35 MPa, $a/c$ de 0,48 a 0,68, $C$ de 280 a 400 $\text{kg/m}^3$
deficiente	$> 90 \cdot 10^{-13}$	22 132	40 241	$f_{ck} < 20 \text{ MPa}$ , $a/c > 0,68$ , $C < 280 \text{ kg/m}^3$

\*posição da "frente de cloretos" correspondente ao teor de cloretos igual a 0,3% em massa de cimento, normalmente aceito como limite máximo para concreto armado.

\*\*posição da "frente de cloretos" correspondente ao teor de cloretos igual a 0,08% em massa de cimento, normalmente aceito como limite máximo para concreto protendido.

• **espessura de carbonatação**

O coeficiente de carbonatação,  $k_{CO_2}$ , depende da difusividade do gás carbônico, do gradiente de concentração de  $CO_2$  no ambiente, da temperatura ambiente, dos eventuais ciclos de molhagem e secagem do concreto, da quantidade retida de  $CO_2$  em função da composição e eventuais adições ao cimento, entre outros. Ao medir a profundidade carbonatada efetivamente numa estrutura, todas essas variáveis estarão sendo levadas em conta e haverá uma grande confiança no valor de  $k_{CO_2}$ , desde que não haja motivos para supor que a partir dessa data haverá mudanças radicais nas condições de exposição e trabalho da estrutura em questão.

Portanto conhecidas a idade da estrutura e a espessura carbonatada, é possível calcular a constante  $k_{CO_2}$  dessa estrutura, numa determinada região da mesma. Uma vez conhecido  $k_{CO_2}$ , pode-se prever a velocidade de avanço da frente de carbonatação e portanto calcular o tempo que tardará em chegar até a armadura, desde que ainda não a tenha alcançado na ocasião da vistoria. O período de tempo contado da data da vistoria e inspeção detalhada até a época em que a frente de carbonatação atinjirá a armadura será denominado vida útil residual referida à despassivação.

A vida útil residual referida ao aparecimento de manchas de corrosão, de fissuras, de destacamento do concreto de cobrimento será muito superior à de despassivação e dependerá da velocidade com que a armadura irá corroer-se.

A velocidade ou taxa de corrosão de uma armadura num certo concreto, numa certa parte de uma determinada estrutura localizada num certo ambiente, pode ser estimada através do conhecimento da umidade de equilíbrio do concreto, da sua resistividade elétrica ou da corrente de corrosão. Admitindo-se que esses parâmetros permanecerão constantes no tempo, é possível estimar o período de tempo até a ocorrência de uma manifestação patológica considerada grave para a obra em estudo.

O período de tempo total contado a partir do término da construção até o aparecimento de uma manifestação patológica considerada grave é denominada vida útil de serviço ou de utilização.

Admitindo-se como ataque grave ou severo aquele que corresponde à ruptura e fissuração do concreto de cobrimento, mesmo que do ponto de vista do comprometimento estrutural ainda não tenha ocorrido sérias perdas, a avaliação e o modelo de vida útil pode ser o a seguir descrito.

Para determinar a espessura de metal corroído na seção transversal de uma barra de armadura, necessária para iniciar a ruptura do concreto envolvente, pode-se adotar o seguinte critério simplificado e aproximado: conforme a NBR 6118<sup>70</sup> a deformação de ruptura para o

<sup>70</sup> ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA de NORMAS TÉCNICAS. Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. NBR 6118. Rio de Janeiro, 1978.

concreto pode ser calculada em função da resistência à tração do concreto e do seu módulo de deformação longitudinal. Tomando como referência um concreto usual de  $f_{ck} = 21$  MPa a 28 dias, tem-se;

$$\begin{aligned} \bullet f_{ck} = 21 \text{ MPa} &\quad \longrightarrow \quad E_c = 32870 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad f_{tk} = 2,1 \text{ MPa} \\ \bullet \epsilon_{ctu} = 2,7 \cdot f_{tk} / E_c &= 1,72 \cdot 10^{-4} \end{aligned}$$

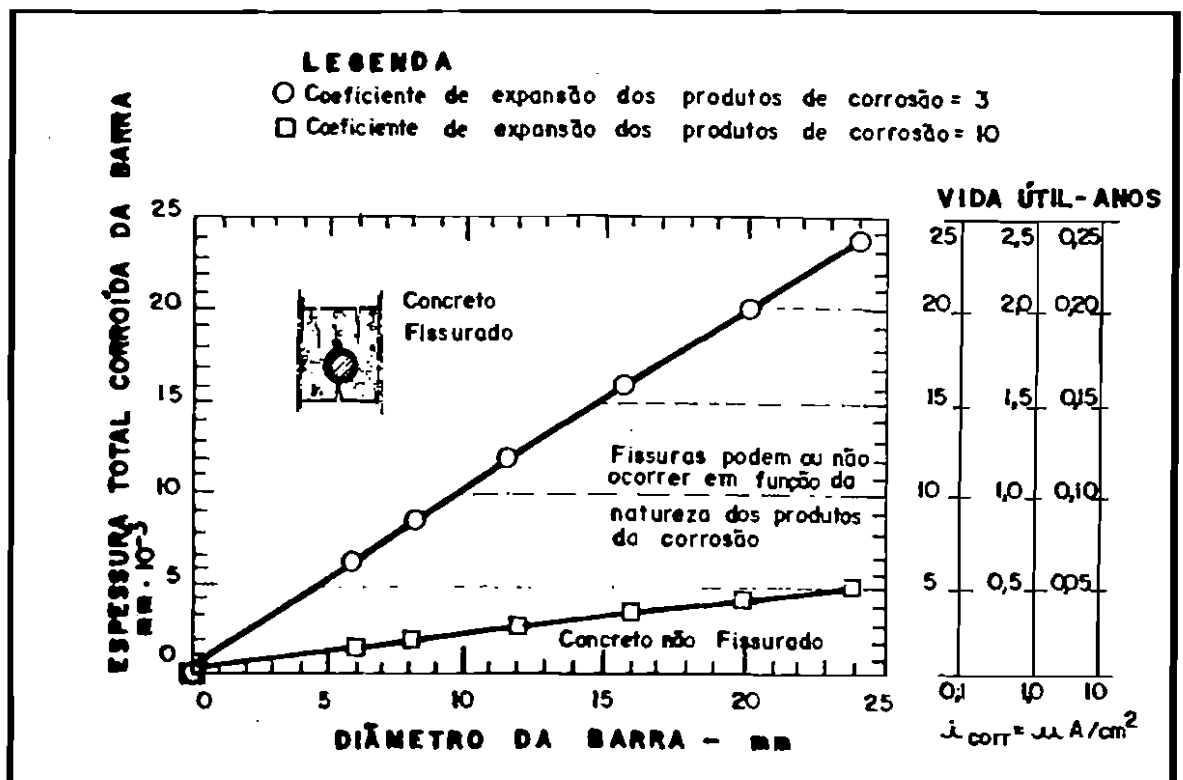
Sendo  $f_{ck}$  a resistência característica do concreto à compressão,  $f_{tk}$  a resistência característica do concreto à tração,  $E_c$  o módulo de deformação longitudinal do concreto. Numa barra de seção circular tem-se a deformação específica,  $\epsilon = \Delta R / R$  onde  $R$  é a metade do diâmetro da barra e portanto  $\Delta R = \epsilon_{ctu} \cdot R$ . Considerando um produto de corrosão com coeficiente de expansão variando de 3 a 10 vezes maior do que o volume do óxido que lhe deu origem, a profundidade ou espessura de aço corroído estará entre  $\Delta R/2$  e  $\Delta R/9$ . Portanto a perda mínima de seção resistente necessária à fissuração do concreto será;

$$\begin{aligned} \bullet \Delta A_s &= 2 \cdot \pi \cdot R \cdot \Delta R/2 \text{ ou } \Delta R/9 \\ \bullet \Delta A_s/A_s &= 1,72 \cdot 10^{-4} \quad \text{para coeficiente de expansão igual a 3, e} \\ \bullet \Delta A_s/A_s &= 0,38 \cdot 10^{-4} \quad \text{para coeficiente de expansão igual a 10} \end{aligned}$$

Do exposto, conclui-se que basta uma perda de seção resistente da ordem de apenas 0,0038% a 0,0172% numa barra de armadura para ter início a ruptura do concreto envolvente. Por simplificação, nesta modelagem não está sendo considerado o efeito de restrição oferecido pelo confinamento de concreto à expansão dos produtos de corrosão, nem o fato do concreto ser capaz de deformar-se próximo à armadura mas continuar íntegro à distância. Em outras palavras poderá fissurar junto à armadura sem que necessariamente essa fissura atinja a superfície, ou seja, a fissura na superfície depende também da espessura do revestimento, desprezada neste modelo simplificado. Deve-se considerar ainda que grande parte do produto inicial da corrosão ocupa os poros, cavidades e microfissuras da estrutura interna do concreto, não gerando pressões iniciais de expansão significativas, porém reduzindo a seção resistente<sup>71</sup>. Admitindo então uma acomodação interna de parte dos produtos iniciais de corrosão nos poros do concreto, da ordem de duas a dez vezes o volume de aço corroído nesse período prematuro da corrosão, resulta que uma redução de seção transversal da ordem de apenas 0,2% é suficiente para fazer fissurar o concreto envolvente. Redução de seção dessa ordem não compromete a capacidade resistente dos componentes estruturais. Pode-se considerar ser esse um ponto positivo do processo de corrosão pois, apesar de grave e de difícil correção, na maioria das vezes, apresenta sintomas patológicos explícitos com antecedência suficiente para que sejam tomadas medidas corretivas antes de um colapso estrutural.

<sup>71</sup> Não há registro da ordem de grandeza do volume de produtos de corrosão que podem ser acomodados dentro dos poros do concreto, porém é fato conhecido que em alguns casos a fissuração superficial aparece somente após reduções significativas da seção resistente. Em casos extremos de concreto poroso e corrosão localizada, pode haver a ruptura da barra, sem sintomas externos aparentes, como ocorreu com a queda da ponte de sustentação da adutora de água potável no bairro do Socorro, em São Paulo, em 1988.

Com estas informações foi construído o nomograma apresentado na Fig.IV-11, o qual representa a espessura total corroída da seção transversal da barra da armadura necessária para iniciar o processo de ruptura do concreto de cobrimento e, conseqüentemente, ser considerada de intensidade severa ou grave. Como se verifica, a espessura total necessária para fissurar depende do diâmetro das barras consideradas e da natureza dos produtos de corrosão, ou seja, sua maior ou menor expansão em relação ao volume de aço corroído. Confrontando essas reduções de seção transversal com a taxa de corrosão ou a intensidade da corrente de corrosão é possível prever o período de tempo necessário ao aparecimento de fissuras no concreto de cobrimento, admitindo uma velocidade de corrosão constante no tempo. Conforme se observa na Fig.IV-11, quanto menor o diâmetro da barra mais cedo pode ocorrer a fissuração. Portanto do ponto de vista da durabilidade e também da facilidade de execução é sempre preferível utilizar barras grossas, apesar que do ponto de vista estrutural é conveniente empregar barras finas para obter uma melhor distribuição dos esforços.



**FIGURA IV-11.** Vida útil residual, em anos, sem fissuração, em função da intensidade da corrente de corrosão,  $i_{corr}$ .

O modelo apresentado na Fig.IV-11, aplica-se somente ao período de propagação da corrosão, ou seja após a despassivação da armadura. Sempre que por ocasião da inspeção detalhada o processo de corrosão já esteja instalado, o valor médio da corrente de corrosão pode ser obtido com maior ou menor precisão através da metodologia denominada de resistência de polarização, apresentada na seção 2.7 do capítulo II. Eventualmente a corrente

de corrosão poderá ser inferida a partir do conhecimento dos seguintes parâmetros medidos diretamente na obra;

- resistividade elétrica do concreto de cobrimento medida conforme metodologia apresentada na seção 2.3 do capítulo II, empregando a correlação com a corrente de corrosão apresentada na Fig.IV-4, ou
- profundidade média de ataque medida através da metodologia da redução de seção apresentada na seção 4.4, obtendo a correspondente corrente de corrosão da Fig.IV-7, ou
- umidade relativa ambiente medida através de metodologia discutida na seção 3.8 do capítulo III, e umidade de equilíbrio medida através de metodologia expressa na seção 2.2 do capítulo II, empregando uma correspondência qualitativa apresentada na Tabela III-3 do capítulo III e na Fig.IV-3, respectivamente para umidade relativa e de equilíbrio, adotando subjetivamente uma corrente média de corrosão provável.

Sempre que haja interesse na estimativa da vida útil de serviço ou de utilização e caso por ocasião da vistoria e inspeção detalhada, o processo de corrosão ainda não estiver estavelmente instalado a corrente de corrosão terá que ser adotada subjetivamente. Para tal é conveniente que o assunto seja analisado por um especialista no tema podendo-se tomar como referência os critérios sugeridos na Fig.IV-7, por exemplo.

#### • penetração de cloretos

Conhecida a idade da estrutura e o perfil de teor de cloreto, ou seja, a concentração a diferentes profundidades, pode-se calcular o coeficiente de difusão de cloretos específico e particular dessa estrutura através da segunda lei de Fick apresentada na seção 3.3 no capítulo III, a saber:

$$\frac{C_{e_{Cl}} - C_0}{C_s - C_0} = 1 - \operatorname{erf}\left(\frac{e_{Cl}}{2 \cdot \sqrt{D_{ef_{Cl}} \cdot t}}\right) \quad \text{onde:}$$

$C_{e_{Cl}}$  = concentração dos cloretos na profundidade  $e_{Cl}$ , no tempo  $t$ , medida

$C_0$  = concentração inicial de cloretos no interior do componente estrutural de concreto (na maioria dos casos pode ser admitida igual a 0,02%) que pode ser medida através do ensaio de uma porção retirada do interior do concreto

$C_s$  = concentração de cloretos na superfície do componente estrutural de concreto, admitida constante. Pode ser tomado o valor correspondente aos primeiros 5 mm

$\operatorname{erf}$  = função de erro de Gauss

$e_{Cl}$  = profundidade considerada, em m

$D_{ef_{Cl}}$  = coeficiente efetivo de difusão de cloretos, em  $m^2/s$

$t$  = duração de tempo total considerado em s

$$\therefore \operatorname{erf}\left(\frac{e_{Cl}}{2 \cdot \sqrt{D_{ef_{Cl}} \cdot t}}\right) = \frac{C_s - C_{e_{Cl}}}{C_s - C_0}$$

$$\text{chamando } \frac{e_{Cl}}{2 \cdot \sqrt{D_{ef_{Cl}} \cdot t}} = z \Rightarrow D_{ef_{Cl}} = \frac{e_{Cl}^2}{4 \cdot z^2 \cdot t}$$

entrando-se com o valor de  $\text{erf}(z)$  nas tabelas da função de erro de Gauss, conforme apresentado na referência 74 do capítulo III, pag. 125, obtém-se o valor de  $z$  o que permite calcular o coeficiente efetivo de difusão de cloretos,  $D_{\text{efCl}}$ . Com esse parâmetro conhecido é possível reavaliar a estimativa de vida útil inicialmente efetuada por ocasião do projeto da estrutura.

O coeficiente efetivo de difusão de cloretos depende de muitas variáveis; do gradiente de concentração de cloretos, da temperatura ambiente, dos eventuais ciclos de molhagem e secagem do concreto, da quantidade retida de cloretos em função da composição e eventuais adições ao cimento, entre outros. Ao medir esse coeficiente médio que efetivamente está ocorrendo numa estrutura, todas essas variáveis estarão sendo levadas em conta e haverá uma grande confiança no valor de  $D_{\text{efCl}}$ , desde que não haja motivos para supor que a partir dessa data haverá mudanças radicais nas condições de exposição e trabalho da estrutura em questão.

Portanto conhecidas a idade da estrutura e o teor de cloretos a uma certa profundidade, é possível calcular o  $D_{\text{efCl}}$  dessa estrutura, numa determinada região da mesma. Uma vez conhecido  $D_{\text{efCl}}$  pode-se prever a velocidade de avanço dos cloretos e portanto calcular o tempo que tardará em chegar até a armadura, desde que ainda não a tenha alcançado na ocasião da vistoria. O período de tempo contado da data da vistoria e inspeção detalhada até a época em que os cloretos atinjam a armadura será denominado vida útil residual referida à despassivação.

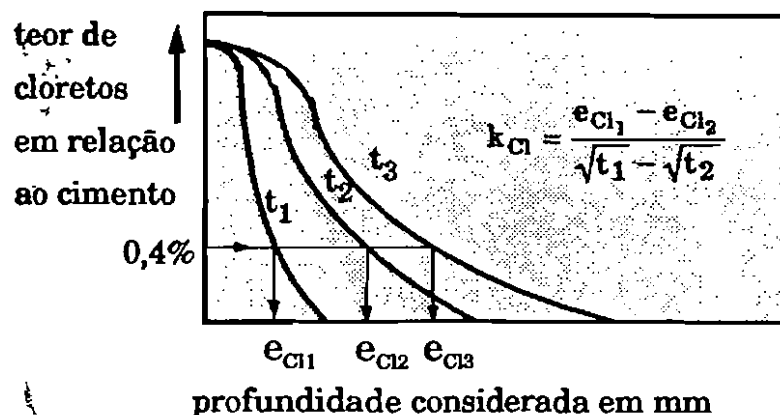
A vida útil residual referida ao aparecimento de manchas de corrosão, de fissuras, de destacamento do concreto de cobertura será muito superior à de despassivação e dependerá da velocidade com que a armadura irá corroer-se.

A velocidade ou taxa de corrosão de uma armadura num certo concreto, numa certa parte de uma determinada estrutura localizada num certo ambiente, pode ser estimada através do conhecimento da umidade de equilíbrio do concreto, da sua resistividade elétrica ou da corrente de corrosão. Admitindo-se que esses parâmetros permanecerão constantes no tempo, é possível estimar o período de tempo até a ocorrência de uma manifestação patológica considerada grave para a obra em estudo, conforme já exposto na seção anterior.

O período de tempo total contado a partir do término da construção até o aparecimento de uma manifestação patológica considerada grave é denominada vida útil de serviço ou de utilização.

As leis de Fick desenvolvidas para explicar o fenômeno de difusão podem ser interpretadas de uma forma mais conveniente, através do conceito de "frente de cloretos" por associação com a frente de carbonatação. Trata-se de conhecer como evolui, no tempo, a frente que corresponde a uma determinada concentração ou teor de cloretos. Por exemplo admitindo que interesse monitorar como evolui a frente de 0,4% de teor de cloretos em massa em relação à massa de cimento, pode-se obter a evolução do perfil de cloretos de

0,4% conforme mostrado esquematicamente na Fig.IV-12.



**FIGURA IV-12.** Representação esquemática da evolução do perfil de cloretos efetivamente medido em obra através de pelo menos dois instantes de tempo.

Conhecido o perfil médio efetivo de cloretos dentro do concreto, medido pelo menos em dois instantes de tempo defasados de mais de um ano, pois assim o fenômeno de penetração de cloretos terá sofrido uma influência média da variação de temperatura e umidade relativa de todas as estações do ano, é possível calcular o coeficiente de cloretos  $k_{Cl}$ , através da equação:

$$e_{Cl_{0,4\%}} = k_{Cl} \cdot \sqrt{t} \quad \text{onde:} \quad (\text{eq.IV-3})$$

$e_{Cl_{0,4\%}}$  = profundidade onde o teor de cloretos é de 0,4%, por exemplo, no tempo  $t$ , em mm

$k_{Cl}$  = coeficiente de cloretos, para o teor 0,4%, por exemplo, em  $\text{mm} \cdot \text{ano}^{-1/2}$

$t$  = tempo em anos

Cabe ressaltar que  $k_{Cl}$  é fortemente influenciado pela concentração externa e “constante” de cloretos, na superfície do concreto, ou seja, para um mesmo teor de referência de cloretos, por exemplo 0,4%, e para um concreto de mesmas características, há vários coeficientes de cloretos,  $k_{Cl}$ , segundo sejam as concentrações externas. No caso particular de medida “in loco” por ocasião das inspeções, essa variável já estará contemplada automaticamente e desde que não haja motivo para esperar que as condições de exposição se alterem, a medida pode representar bem a evolução da “frente de cloretos” nessa estrutura..

A reavaliação da estimativa e previsão da vida útil de projeto passa a ser mais fácil e conveniente ao adotar-se essa simplificação. A vida útil residual até despassivação, neste caso, também pode ser facilmente obtida através da diferença entre a vida útil de projeto e a idade da estrutura por ocasião da vistoria e inspeção detalhada para obtenção de  $k_{Cl}$ . Novamente ressalta-se que esta previsão é válida para estimativas no período de iniciação da



corrosão. Despassivada a armadura as variáveis determinantes são outras e a previsão de vida útil de serviço ou utilização e de vida útil total podem ser feitas com base nas recomendações das Figs. IV-11 e IV-13 respectivamente.

### Estimativa da vida útil total

A previsão da vida útil total que corresponde à ruptura total ou colapso parcial da estrutura não tem muita utilidade prática pois muito antes, na maioria das vezes, a estrutura já perdeu a característica de atender às funções para a qual foi projetada. De qualquer forma esse conhecimento pode auxiliar no estabelecimento dos prazos críticos para intervenção e correção dos problemas.

Andrade, Alonso e González<sup>72</sup> apresentam interessante modelo de previsão da vida útil total das estruturas de concreto a partir de medidas de taxa de corrosão, expressa em corrente de corrosão. Inicialmente adotam o modelo de vida útil proposto por Tuutti<sup>73</sup> apresentado na Fig. I-16, do capítulo I, e analisam a vida útil residual total a partir da despassivação da armadura, ou seja, no período de propagação<sup>74</sup> da corrosão.

Conforme pode ser observado na Fig. IV-13 o modelo proposto pelos autores citados depende do diâmetro da barra e da intensidade da corrente de corrosão. O modelo não considera a fissuração do concreto de cobertura como limite de vida útil, ou seja, mesmo fissurado por expansão dos produtos da corrosão na direção longitudinal, paralelamente à direção da armadura principal, admite-se que o componente estrutural continuará desempenhando suas funções. Os referidos autores adotaram como critério de perda da vida útil, apenas a redução da seção transversal da armadura seguindo os parâmetros e classificação do nível de degradação recomendados pelo CEB<sup>75</sup>, em 1983. Certos estudos, no entanto, mostram que a fissura longitudinal pode comprometer significativamente a aderência da armadura ao concreto para perdas médias de seção transversal de 1,5 a 7,5%, segundo a espessura do cobrimento<sup>76</sup>. Enquanto para relação espessura de cobrimento/diâmetro da armadura igual a 7 ( $e/\phi=7$ ), a perda de aderência somente ocorre

<sup>72</sup> ANDRADE, C.; ALONSO, M. C.; GONZALEZ, J. A. An Initial Effort to Use the Corrosion Rate Measurements for Estimating Rebar Durability. In: Neal S. Berke, Victor Chaker, and David Whiting, eds. *Corrosion Rates of Steel in Concrete*. Philadelphia, ASTM, 1990. p. 29-37 (STP 1065)

<sup>73</sup> TUUTTI, Kyosti. *Corrosion of Steel in Concrete*. Stockholm, Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982. p. 17-21

<sup>74</sup> Evidentemente a vida útil do componente estrutural deve ser contada desde o momento do término da sua construção incluindo portanto o período de iniciação e o de propagação da corrosão. A separação é no entanto necessária pois no período de iniciação os fenômenos estão relacionados à difusão de cloretos e à carbonatação, ou seja, ligados direta e exclusivamente à qualidade do concreto de cobertura e à agressividade do ambiente. No período de propagação os fenômenos são essencialmente de corrosão eletroquímica.

<sup>75</sup> COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON. *Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading (Redesign)*; contribution to the 23rd Plenary Session of CEB, Praga, 1983. Lausanne, Aug. 1983. (Bulletin D'Information, 162) p. 87-90

<sup>76</sup> AL-SULAIMANI, G. J.; KALEEMULLAH, M.; BASUNBUL, I. A.; RASHEEDUZZAFAR. Influence of Corrosion and Cracking on Bond Behavior and Strength of Reinforced Concrete Members. *ACI Structural Journal*, p. 220-31, Mar. Apr. 1990.

com 4% de perda de seção, para  $e/\phi=3$  basta cerca de 1% de perda de seção.

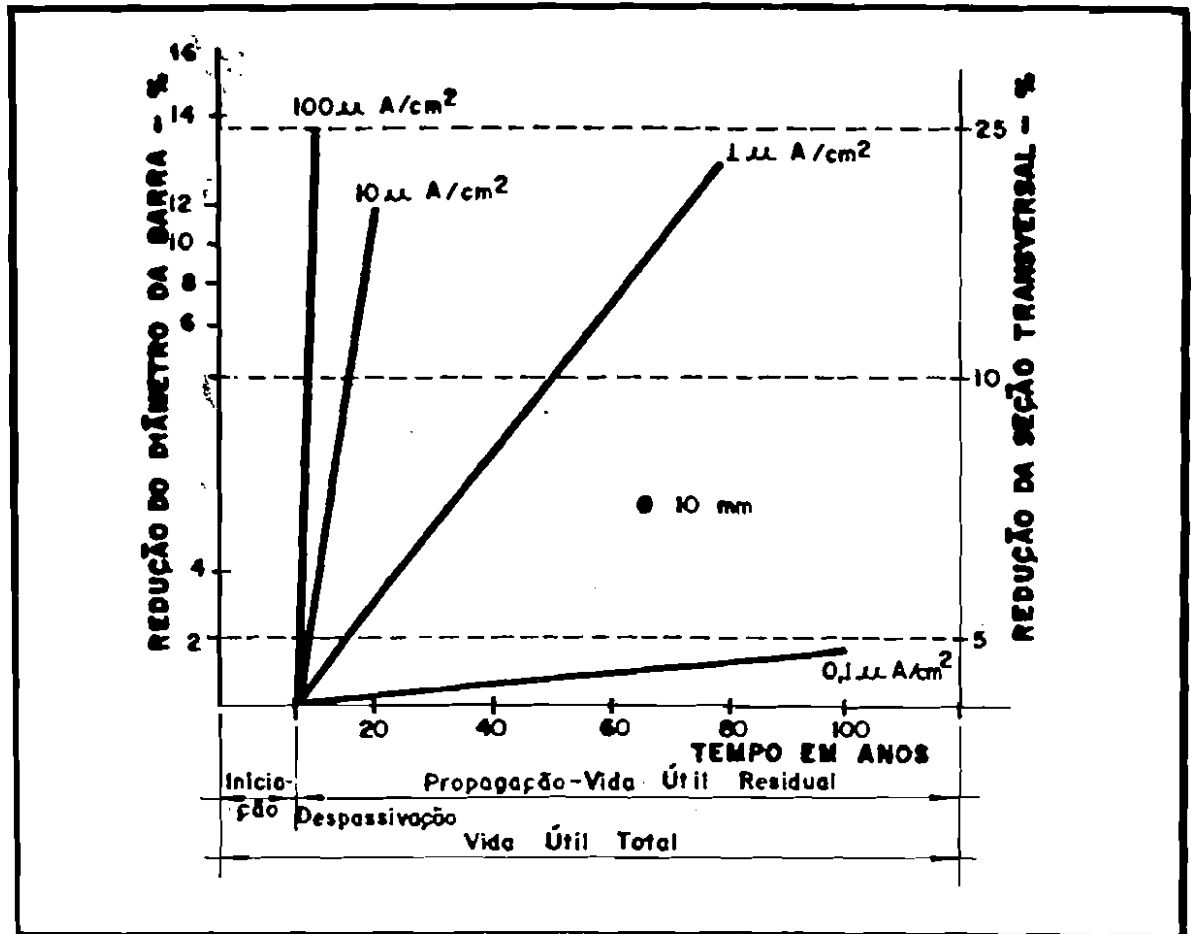


FIGURA IV-13. Vida útil residual em função da intensidade da corrente de corrosão,  $i_{corr}$ , para o diâmetro de 10 mm, antes e após eventual fissuração e destacamento do concreto de cobertura. ( ANDRADE, C., ALONSO, M. C. & GONZALEZ, J. A., 1990 )<sup>72</sup>

Na opinião deste autor o modelo da Fig.IV-11 é mais interessante e realista que o apresentado na Fig.IV-13, pois após a fissuração pode haver uma grande alteração nos parâmetros cinéticos da reação, tais como resistividade, acesso de oxigênio, de água e de elementos agressivos acelerantes da corrosão, não sendo mais razoável admitir a manutenção da mesma taxa de corrosão, indefinidamente.

Concluindo este capítulo cabe observar que os principais mecanismos de transporte de gases e de líquidos em um meio poroso, ou seja, a absorção capilar, a permeabilidade e a difusão, discutidos no capítulo III, podem ser representados por funções ou equações diretamente dependentes da raiz quadrada do tempo. Esse fato representa uma grande simplificação do estudo de transporte de massa nos poros do concreto pois a posição

geométrica da "frente de penetração" de elementos agressivos poderá ser indicada simplificada por  $X = K \cdot t^{1/2}$ . Este autor acredita que dentro de pouco tempo os concretos poderão ser classificados por constantes K correspondentes aos elementos em estudo, ou seja,  $K_{O_2}$ ,  $K_{CO_2}$ ,  $K_{Cl}$ ,  $K_{H_2O}$ , etc, que pela simplicidade certamente contribuirão para aumentar a conscientização do meio técnico para a importância da durabilidade das estruturas de concreto, e da consideração desses parâmetros por ocasião do projeto da estrutura.

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 1. Prosseguimento dos Estudos

Considerando a importância e a atualidade dos estudos de durabilidade das estruturas de concreto armado, especialmente do ponto de vista da corrosão das armaduras, foi preparado em 1990/91, com a colaboração da professora da EPUSP, Silvia Maria de Souza Selmo, doutoranda sob orientação deste autor, um projeto temático para aprovação na Fapesp. O projeto contou com o apoio total do Departamento de Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, tendo sido considerado como a espinha dorsal da Linha de Ensino, Pesquisa e Extensão em Materiais e Componentes de Construção Civil LEPE-MAT.

Após algumas alterações no programa original, para adequar aos critérios e recursos disponíveis na Fapesp, o projeto definitivo foi aprovado em julho de 1992, tendo seu início ocorrido em janeiro de 1993.

Com o título de "Pesquisa para a Normalização de Materiais e Sistemas de Reparo de Estruturas de Concreto com Corrosão de Armaduras", o projeto tem o objetivo de preparar textos base para avaliação de desempenho de materiais e sistemas de reparo. Atualmente, tanto a nível internacional<sup>1,2,3</sup> quanto nacional<sup>4,5</sup>, os reparos e correções de estruturas com problemas patológicos ainda se restringem a descrições das características dos materiais e resinas básicas e a recomendações de procedimentos e detalhes construtivos, carecendo de critérios e métodos de ensaio objetivos para avaliação técnica do desempenho desses produtos frente às diferentes situações de exposição.

Do ponto de vista metodológico toma por referência o conceito de avaliação de desempenho, ou seja;

- a. começar estabelecendo uma lista de *exigências* para um certo sistema de reparo,
- b. a seguir buscar transformar essas exigências em *requisitos* de desempenho,
- c. para tal desenvolver e implantar os *métodos e metodologias de ensaio* específicos para estudo dos problemas relacionados com a corrosão,

<sup>1</sup> MAILVAGANAM, Noel P. *Repair and Protection of Concrete Structures*. Boca Raton, CRC Press, 1992. 470 p.

<sup>2</sup> CAMPBELL-ALLEN, D.; ROPER, H. *Concrete Structures: Materials, Maintenance and Repair*. New York, John Wiley, 1991. 369 p.

<sup>3</sup> PULLAR-STRECKER, Peter. *Corrosion Damaged Concrete. Assessment and Repair*. London, CIRIA, Butterworths, 1988. 99 p.

<sup>4</sup> HELENE, Paulo R. L. *Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto*. 2. ed. São Paulo, PINI, 1992. 213 p.

<sup>5</sup> FERNANDEZ CANOVAS, M. *Patologia e Terapia do Concreto Armado*. trad. L. A. Falcão Bauer. São Paulo, PINI, 1988.

d. finalmente concluir fixando os *critérios de desempenho* mínimo a serem exigidos dos diferentes materiais e sistemas.

Para atingir o objetivo, estima-se que será necessário percorrer pelo menos, as seguintes etapas:

- realizar permanentemente uma apurada revisão da bibliografia sobre o tema
- caracterizar e classificar as agressões ambientais típicas para reproduzi-las em laboratório
- contatar as fontes de informação de dados de interesse quanto à agressividade, tais como Sabesp, Cetesb, estações meteorológicas e outras
- formalizar intercâmbios com Instituições nacionais e estrangeiras competentes no tema
- promover enquete e reuniões com fabricantes nacionais identificando e caracterizando os materiais e sistemas existentes
- definir os métodos de ensaio
- proceder a ensaios de avaliação e comparação
- efetuar investigações em obras acabadas sobre as quais hajam registros de projeto e construção procurando correlacionar aos ensaios acelerados de laboratório
- estabelecer os critérios de desempenho

Serão objeto de estudo no projeto temático os seguintes materiais e sistemas;

- a. Sistemas de reparo por passivação: comportam os materiais e sistemas que oferecem proteção por passivação tais como argamassas, grautes, micro-concretos e concretos de cimento Portland ou de base cimento Portland modificado com resinas base água. Em princípio estes sistemas protegem somente o trecho reparado da estrutura e em alguns casos podem deslocar as pilhas de corrosão para as regiões adjacentes e inicialmente em bom estado.
- b. Sistemas de Reparo por Barreira sobre a Armadura: comportam os materiais e sistemas que oferecem proteção por barreira aplicada diretamente sobre a armadura, tais como as argamassas base epóxi, as argamassas base poliéster, os "primers", adesivos e tintas base epóxi. Em princípio protegem somente o trecho reparado, sendo que em alguns casos podem deslocar as pilhas de corrosão para as regiões adjacentes e inicialmente em bom estado.
- c. Sistemas de Reparo por Barreira sobre o Concreto: comportam os materiais e sistemas que oferecem proteção por barreira aplicada diretamente sobre a superfície do concreto, tais como os vernizes base epóxi, base acrílica, base poliuretana, as tintas de mesma natureza, e os revestimentos de elevada espessura e resistência a ambientes agressivos particulares. Em princípio protegem a estrutura como um todo, evitando o aparecimento de novas regiões com corrosão.
- d. Sistemas de Reparo por Inibição: comportam os materiais e sistemas que oferecem proteção por inibição tais como os inibidores químicos e os orgânicos à base de

nitritos e benzoatos. Em princípio protegem o trecho reparado e as regiões bem próximas ao reparo.

e. **Sistemas de Reparo por Proteção Catódica:** comportam os materiais e sistemas que oferecem proteção catódica de natureza galvânica tais como os "primers" de base epóxi rico em zinco, o próprio metal zinco, o alumínio e outros. Em princípio protegem o trecho reparado e as regiões contíguas impedindo o aparecimento de novas pilhas de corrosão.

Estão formados 5 grupos de pesquisa constituídos por um professor doutor, dois alunos doutorandos, um aluno mestrando e sempre que possível um ou dois alunos de iniciação científica, num total de 20 pesquisadores.

Três intercâmbios com instituições internacionais de reconhecida competência na área já estão consolidados. Atualmente o prof. Enio Pazini, doutorando da EPUSP, cumpre programa de bolsa sanduíche no Instituto Eduardo Torroja, em Madri, sob a orientação direta da Dra. Maria del Carmen Andrade, estando estudando os materiais e sistemas de reparo por barreira aplicados diretamente sobre a armadura. O eng. Wellington Repette, também doutorando da EPUSP, tem programa aprovado de pesquisa em bolsa tipo sanduíche com o "Institute for Research in Construction-IRC" do Conselho Nacional de Pesquisa do Canadá-NRC, em Ottawa. O programa destina-se ao estudo de revestimentos espessos para proteção tipo barreira em concretos submetidos a meios agressivos fortes. O eng. Wellington desenvolverá sua pesquisa sob a supervisão do Dr. Noel Mailvaganam, especialista em materiais e sistemas de reparo, autor de um dos livros atualmente mais completo sobre o tema. A terceira Instituição é o Departamento de Engenharia Civil da Universidade da Califórnia em Berkeley, onde este autor cumpriu programa de pós-doutoramento, sob a supervisão do Prof. Paulo Monteiro especialista em microestrutura do concreto.

A nível nacional estão sendo formalizados projetos específicos de colaboração técnica e científica com alguns pesquisadores do Agrupamento de Materiais da Divisão de Engenharia Civil do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A./IPT.

O prosseguimento dos estudos nesta área do conhecimento, através do projeto temático de pesquisa anteriormente descrito em suas linhas gerais, visa atender às prioridades atuais de pesquisa na área<sup>6</sup>, a saber:

#### 1. Segundo Andrade e González<sup>7</sup>:

- Melhor entendimento das causas de corrosão de armaduras
- Desenvolvimento e aperfeiçoamento de métodos de ensaio e diagnóstico

<sup>6</sup> REUNION INTERNATIONALE de LABORATOIRES D'ESSAIS et MATERIAUX. RILEM Technical Recommendation 124 SRC. *Guide to Repair Strategies for Concrete Structures Damaged by Reinforcement Corrosion*. Fourth Draft, Institut für Bauforschung, Aug. 1992. (Documento preliminar recebido de Noel Mailvaganam, membro do grupo 124 SRC)

<sup>7</sup> ANDRADE, C.; GONZALEZ, J. A. Tendencias Actuales en la Investigación sobre Corrosion de Armaduras. *Informes de la Construcción*, v. 40, n. 398, p. 7-14, nov. dic. 1988.

- Desenvolvimento de metodologias de previsão de vida útil
- Desenvolvimento de metodologia de avaliação de materiais e sistemas de reparo
- Contribuir para a evolução da normalização

## 2. Segundo o "Brite/Euram Program"<sup>8</sup>:

- Incentivar a pesquisa de cooperação entre Universidade e Indústria nos setores de maior atraso tecnológico
- Efetivamente contribuir para a evolução de normas de projeto e seleção de novos materiais e estruturas
- Contribuir para o estabelecimento de bases para a previsão de vida útil de estruturas e sistemas de reparo
- Fornecer dados para garantia e controle da qualidade de materiais e sistemas

## 3. Segundo o "Committee on Concrete Durability: Needs and Opportunities"<sup>9</sup>:

- Correção, atualização e adequação das normas existentes
- Elaboração de novas normas
- Aumentar o domínio e conhecimento dos processos de deterioração de estruturas
- Desenvolver maior conhecimento e procedimentos para previsão da vida útil das estruturas de concreto
- Desenvolver novos procedimentos de ensaio e avaliação

Tomando-se por referência esses temas de pesquisa e desenvolvimento, considerados pelas Instituições citadas como os mais importantes para o desenvolvimento da área, pode-se dizer que o projeto temático em questão atende à maioria deles, a saber:

1. Métodos de Ensaio; é evidente que sem um método e procedimento adequado de medida não é possível estudar os fenômenos envolvidos com exatidão e rigor. O projeto prevê a implantação, nos laboratórios da EPUSP, dos mais importantes métodos e metodologias atualmente existentes na área assim como o desenvolvimento e aperfeiçoamento de alguns deles.
2. Previsão de vida útil: todos os estudos de avaliação de desempenho pressupõem o conhecimento profundo dos mecanismos em jogo e a determinação da sua vida útil ainda que através de ensaios acelerados. Como também estão previstas vistorias e inspeções em obras existentes, espera-se obter certas correlações e que uma contribuição efetiva para o estudo da vida útil seja obtida ao final desses quatro anos.
3. Desenvolvimento de materiais e sistemas de reparo e proteção; os trabalhos e atividades de pesquisa previstos em colaboração com fabricantes de materiais, assim como os próprios resultados das avaliações dos produtos existentes, certamente contribuirão para o desenvolvimento de novos produtos e procedimentos mais adequados à solução do problema.

<sup>8</sup> BRIT/EURAM Program. The Development of Standardised Performance Tests and Criteria for Concrete Repairs Systems. Apr. 1990. Documento recebido de INTEMAC, uma das sete Instituições européias participantes do programa que tem a duração de 48 meses a contar de agosto de 1990.

<sup>9</sup> COMMITTEE on CONCRETE DURABILITY: NEEDS and OPPORTUNITIES. Concrete Durability: A Multibillion-Dollar Opportunity. Washington, NMAB, CETS, NRC, National Academy Press, 1987. (Report NMAB-437) 95 p.

## 2. Transferência dos Resultados ao Meio

A transferência dos resultados da pesquisa ao meio técnico sempre foi uma preocupação do grupo. No anexo C do projeto temático aprovado pela Fapesp, anteriormente descrito, está relacionada uma parte da produção científica dos pesquisadores pós-graduandos integrantes da equipe, na qual constam 4 dissertações de mestrado, uma coordenação técnica de evento, 21 trabalhos técnicos em eventos, 8 artigos em periódicos, 11 relatórios técnicos de pesquisa e 5 palestras.

O tema "Patologia das Construções de Concreto e Corrosão de Armaduras" tem sido objeto de cursos de especialização e palestras em vários Estados do Brasil (São Paulo, Rio de Janeiro, Bahia, Espírito Santo, Ceará, Piauí, Mato Grosso, Mato Grosso do Sul, Pará, Santa Catarina, Paraná e Rio Grande do Sul) e até no exterior (Chile, Paraguai, Uruguai, República Dominicana, Espanha, Estados Unidos e Japão).

Nos últimos 4 anos o autor teve a oportunidade de participar da coordenação técnica de 5 simpósios sobre o tema patologia, corrosão de armaduras e reparos, contando em 4 deles, com conferencistas estrangeiros de renome na área. O meio técnico tem respondido muito bem a essas promoções que têm contado com um número mínimo de 250 participantes, o que revela a importância e o interesse do assunto.

Não cabe aqui relacionar os trabalhos, artigos e livros publicados pela equipe nos últimos anos, sobre o tema, uma vez que a maioria consta das referências bibliográficas desta tese.

A maior contribuição ao meio técnico, no entanto, está por vir. Serão os textos base de norma a serem oferecidos à ABNT como resultado do projeto temático aprovado na Fapesp, ora em andamento. É bem conhecida a máxima de que um certo conhecimento somente estará ao alcance efetivo da grande maioria do meio técnico nacional e contribuindo para o desenvolvimento da indústria da construção civil, no momento que transformar-se em texto público e recomendado pela normalização brasileira.

Com o objetivo de intensificar esse canal de divulgação, está sendo formalizado um convênio e intercâmbio do projeto temático Fapesp com o Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados/CB-18 da Associação Brasileira de Normas Técnicas/ABNT. O CB-18 já constituiu uma Comissão de Estudos que congrega representantes dos fabricantes de materiais de construção destinados a reparos, empresas construtoras e órgãos públicos representantes dos consumidores e representantes de entidades e laboratórios técnicos, para trabalhar em paralelo e de forma integrada com a equipe da USP.



### 3. Considerações Finais

O reparo, manutenção e renovação das edificações construídas há alguns anos, assim como das obras de infraestrutura do país tais como pontes, viadutos, túneis, é uma realidade cada vez mais presente na área de engenharia civil brasileira. Em países desenvolvidos o gasto com manutenção do estoque existente pode estar de 30% a 50% de todo o investimento<sup>10</sup> anualmente efetuado na área de construção civil, uma vez que o número de edificações e obras de infraestrutura existentes e com idade superior a vinte anos é muito grande. Esse quadro tende a agravar-se nos próximos anos. Reverter essa situação implica numa conscientização do meio técnico para a questão da durabilidade e uma mudança substancial das atuais regras, critérios e conceitos de projeto e construção de obras de engenharia civil.

Vislumbrando esse crescente mercado de reparos e manutenção de construções, os fabricantes de materiais e sistemas de reparo e proteção têm colocado na praça, sistematicamente, um sem número de novas opções. A grande maioria das ofertas disponíveis carecem de qualidade e eficiência comprovadas. O desenvolvimento de métodos e metodologias de avaliação não têm se desenvolvido na mesma velocidade do aparecimento de novos produtos. A lacuna é grande e tem causado prejuízos à sociedade, tanto no exterior quanto no Brasil.

Por outro lado não é possível uma evolução no campo da terapia das estruturas de concreto sem antes haver um domínio e conhecimento profundos dos fenômenos, dos processos e das variáveis em jogo.

Este trabalho, a partir do estabelecimento dos conceitos e das bases do processo de corrosão das armaduras nas estruturas de concreto armado, da descrição e classificação dos ensaios atualmente disponíveis, da discussão do procedimento correto para o diagnóstico, da proposição dos princípios de um prognóstico tecnológico atualizado, e, o prosseguimento dos estudos conforme aqui apresentado, visam contribuir para a redução do atraso tecnológico na área.

---

<sup>10</sup> MAILVAGANAM, Noel P. *Repair and Protection of Concrete Structures*. Boca Raton, CRC Press, 1992. p. 2

**ANEXO A**

**Fissuração das Peças de Concreto Armado e Corrosão das Armaduras**  
Trabalho apresentado no 2º Seminário Nacional de Corrosão  
na Construção Civil realizado no Clube de Engenharia do  
Rio de Janeiro sob o patrocínio da Associação Brasileira de  
Corrosão-ABRACO, em setembro de 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CORROSÃO  
ABRACO

# 2º Seminário Nacional de Corrosão na Construção Civil

# ANAIS

Associação Brasileira de Corrosão - ABRACO  
Av. Venezuela, 27 - Salas 412/18  
20081 - Rio de Janeiro - RJ  
Tels. (021) 263-9833 e 263-0930

PH-1

Organização: ABRACO -  
Associação Brasileira de Corrosão  
Co-Patrocínio:  
Clube de Engenharia

Data:  
22 e 23 de setembro de 1986  
Local:  
Av. Rio Branco, 124 - 25º - Rio

FISSURAÇÃO DAS PEÇAS DE CONCRETO  
ARMADO E CORROSÃO DAS ARMADURAS (1)

Eng.º Antonio Carmona Filho (2)  
Eng.º Paulo R. L. Halene (3)

## RESUMO

A ocorrência de fissuras nas estruturas de concreto armado é algo inerente ao material que se compõem. Razões diversas nos levam a controlar a fissuração, visto esta não poder ser evitada. O motivo condicionante fundamental para definição destas limites é função da corrosão das armaduras. Neste trabalho se procura fazer uma breve resenha das limitações e recomendações feitas por normas, códigos e a própria NBR-6118, sobre a fissuração em peças fletidas procurando-se depois relacioná-las com o fenômeno da corrosão das armaduras. Espere-se com estas considerações fornecer subsídios para projetos e execução de obras de concreto armado, de forma a reduzir os riscos de corrosão das armaduras.

## ABSTRACT

CRACKING IN REINFORCED CONCRETE AND  
CORROSION IN STEEL BARS

Cracking is always expected in reinforced concrete. Several reasons lead us to control the cracking that can't be avoided. The main cause to define those limits is the function of corrosion in steel bars. The purpose of this work is to provide subsides to projects and construction so as to reduce the danger from corrosion in the steel bars. The work consists of a critical review of the recommendation from standards, codes and norms specifically the NBR-6118 aiming at establishing the relationship between the corrosion and cracking.

## 1. INTRODUÇÃO

O aparecimento de fissuras nas estruturas de concreto armado é inerente aos materiais que as compõem.

A utilização de aços de elevada resistência como o são o CA 50 e o CA 60, implica em deformações importantes no concreto que envolve essas armaduras superando, na maioria das vezes, a resistência à tração do concreto. Superada essa capacidade de absorção de deformações o concreto se rompe e fissura.

Projetar uma estrutura de modo que a máxima deformação do aço não ultrapasse a correspondente à ruptura à tração do concreto, implica num grande desperdício da capacidade resistente das armaduras e conseqüentemente num aumento dos custos da estrutura.

Na maioria dos casos a fissuração só é totalmente evitada em obras de concreto protendido, pela introdução de uma pré-compressão, e em obras especiais de contenção de líquidos agressivos.

O concreto armado pode fissurar por diferentes razões, entre as quais se destaca:

- a) Atuação de cargas permanentes ou acidentais que dão origem a esforços de flexão, de tração, de cisalhamento ou de torção. As fissuras resultantes podem ser ortogonais ao eixo da peça no caso de flexão e tração, ou, inclinadas no caso de cisalhamento ou torção;

- (1) Contribuição Técnica a ser apresentada no 2º Seminário Nacional de Corrosão na Construção Civil, realizado nos dias 22 e 23 de Setembro, no Rio de Janeiro.  
(2) Professor Titular da ESCOLA DE ENGENHARIA da FUNDAÇÃO ARMANDO ÁLVARES PENTEADO-FEFAAP, e Diretor da EXATA ENGENHARIA E ASSESSORIA S/C LTOA. - Projetos e Estruturas.  
(3) Professor da ESCOLA POLITÉCNICA da UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO - EPUSP, e Engenheiro Consultor do INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO EST. DE SÃO PAULO-IPT.

- b) Ação de recalques diferenciais das fundações que podem fissurar as peças. Estas fissuras se manifestam também de forma preferencialmente inclinada;  
c) Ações resultantes da movimentação térmica, da retração e da deformação lenta do concreto que induzem deformações não suportáveis pelas peças, devido às suas próprias constituições internas ou devido as condições de apoio das mesmas;  
d) Esforços decorrentes do assentamento ou retração plástica do concreto dentro das formas, restringido pela eventual rigidez das armaduras.  
e) Ações e esforços decorrentes dos fenômenos de corrosão das armaduras, reações químicas de expansão, reações químicas entre álcalis e agregados etc.

A fissuração devida à atuação das cargas é a única passível de evitamento estrutural, conhecendo-se e definindo-se a "priori" a abertura de fissuras admissível para uma dada situação. É deste caso que se trata, preferencialmente, nestas considerações. As fissuras decorrentes dos demais esforços e ações atuantes são evitadas ou minimizadas, através de premissas de projeto, especificação de materiais, técnicas de execução e manutenção da estrutura, não sendo possível controlar a fissuração decorrente. Apesar que em muitos casos, talvez até a maioria das vezes, são estas fissuras que mais comprometem a durabilidade das estruturas, não serão tratadas em profundidade neste trabalho. As fissuras decorrentes da ação de cargas podem ser condicionadas por efeito estético, por razões de desempenho da estrutura em questão (contenção de líquidos, por exemplo) ou mais comumente por razões de durabilidade.

No presente trabalho se analisa e se reune as recomendações de algumas normas sobre o problema da fissuração de peças fletidas correlacionando-as com o fenômeno da corrosão das armaduras.

## 2. REVISÃO DAS NORMAS

Foram analisados os seguintes normativos: a Norma Inglesa CP-110/72(1), a Norma Americana ACI 318/83(2), a Norma Francesa BAEL/80(3), o Código Modelo CEB-FIP/78(4), a Norma Espanhola EH/82(5) e a Norma Brasileira NBR-6118/78(6), tornando-se como referencial o oportuno e interessante trabalho de Rodrigues Santiago e Andrade Perdix(7) apresentado no 1º Congresso Mundial de Patologia em Barcelona - Espanha, em 1984.

## 2.1 Influência do meio ambiente

Considerando que a agressividade do ambiente tem influência preponderante na durabilidade das estruturas, as diferentes normas estabelecem pelo menos quatro tipos de ambientes, classificados segundo a agressividade às estruturas.

Na Figura 1 apresenta-se uma síntese das diferentes ambientes considerados.

A maioria das normas, inclusive a NBR-6118, considera somente os três primeiros ambientes. Apenas o CP-110/72 inclui o ambiente de agressividade muito forte. A NBR-6118 considera apenas os três primeiros ambientes quanto à abertura de fissuração e os quatro no caso de espessura mínima do cobrimento além de considerar peça protegida aquela que recebe um revestimento de argamassa de pelo menos 10 mm de espessura.

ACRESSIVIDADE	CONDIÇÕES DE EXPOSIÇÃO	EXEMPLOS
Muito ou fraca I	<ul style="list-style-type: none"> <li>Interiores secos</li> <li>Exteriores protegidos em atmosferas rurais</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>salas, quartos e corredores</li> <li>marquise cobertas</li> </ul>
Média II	<ul style="list-style-type: none"> <li>Peças no interior com muita umidade</li> <li>Peças à interperie em atmosferas rurais</li> <li>Fundações em terrenos não agressivos</li> <li>Estruturas permanente submersas em água doce não agressiva</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>banheiro, cozinha, área de serviço</li> <li>Galpões, estábulos</li> <li>fundações em argila e areia secas</li> <li>Pilares, blocos em represas</li> </ul>
Fortes III	<ul style="list-style-type: none"> <li>Estruturas em atmosferas urbana, industrial ou marinha</li> <li>Fundações em terrenos agressivos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>São Paulo, Curitiba, Vitória e etc.</li> <li>Ácido úmido de argila orgânica, terrenos industriais</li> </ul>
Muito Forte	<ul style="list-style-type: none"> <li>Estrutura em contato com ácidos sais agressivos ou no nível de variação da maré</li> <li>Estruturas em atmosferas viciadas</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Tanques e pisos de galvanoplastia e curtumes</li> <li>Cais de porto marítimos</li> <li>Coletores e interceptores de esgoto</li> </ul>

Às vezes se incluem aqui as estruturas de contenção de líquidos e gases, não tanto pela agressividade, mas principalmente pelas exigências de estanqueidade.

Fig. 1 - Classificação dos ambientes quanto à agressividade às estruturas.

## 2.2. Cobrimentos mínimos e qualidade do concreto

As normas citadas recomendam cobrimentos mínimos às armaduras, entendido como a mínima distância livre entre a armadura mais externa e a face exterior de peça de concreto.

As espessuras de cobrimento são determinadas por um lado pelo ambiente no qual se situa a peça, e por outro lado, pela espessura de concreto adequada para absorver e transferir as tensões tangenciais periféricas de interação entre a armadura e o concreto. Neste caso todas as

normas coincidem em exigir pelo menos que a espessura (C) do cobrimento seja pelo menos igual ao diâmetro ( $\phi$ ) da armadura, ou seja,  $C \geq \phi$ .

Na Figura 2, apresenta-se os valores limites superior e inferior de espessura do cobrimento de concreto às armaduras segundo as diferentes normas. Pode-se observar nessa figura que a NBR-6118 se coloca entre as normas mais tolerantes, permitindo espessuras de cobrimento de apenas 5 mm.

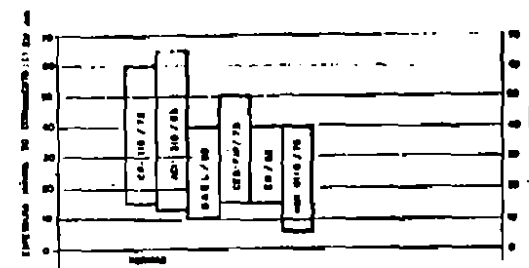


Fig. 2 - Limites de variação da espessura mínima do cobrimento segundo as diferentes normas.

Para fins de comparação mais exata, apresenta-se na Figura 3 a variação dos valores mínimos de cobrimento em função do tipo de peça de concreto armado, do tipo ambiente e do bitola de armadura, recomendados pelo ACI 318/83 e pela NBR-6118/78, comprovando-se o menor rigor desta última, quanto às exigências de durabilidade.

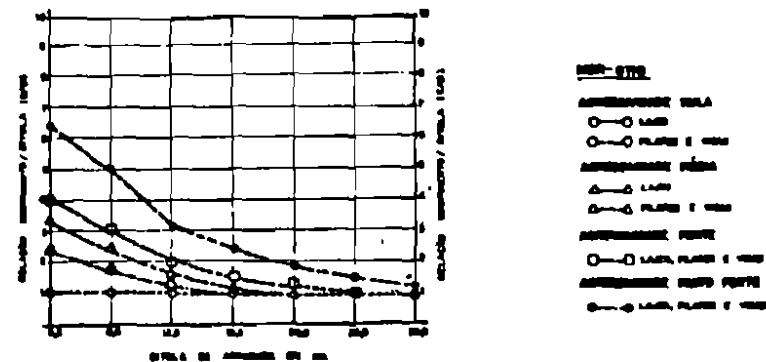


Fig. 3 A - Variação do cobrimento mínimo em função da bitola, do ambiente e da peça considerada, de acordo com a NBR-6118/78.

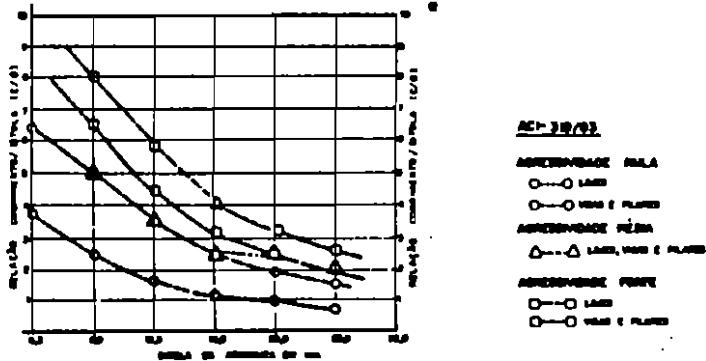


Fig. 3 B - Variação do cobrimento mínimo em função da bitola, do ambiente e da peça considerada, de acordo com a ACI-318/83.

Quanto à qualidade do concreto de cobrimento não há uma uniformidade entre as normas. Enquanto a NBR-6118/78 e a EM/82 recomendam apenas que o concreto tenha mais de 300 kg e 250 kg de cimento por m<sup>3</sup>, respectivamente, a norma ACI-318/83 limita a relação água/cimento a um máximo de 0,40 (agressividade muito forte) ou de 0,45 se aumentar de 1,3 vezes o cobrimento mínimo recomendado.

Na Figura 4 apresenta-se as recomendações das normas mais rigorosas com relação à qualidade e ao cobrimento de concreto.

A-Struça de Agres atualida	N A.E.L/80 consumo míni- mo de cimento por m <sup>3</sup> de con- creto.	CEB-FIP / 78		LP-110/71	
		Resistên- cia à compress- são.	Correção do cobrimento de armad. de acordo com a Classe	Consumo de cimento	rel. água/ci- mento
Muito forte	-	≤ 20 MPa	+5mm	320 kg/m <sup>3</sup>	-
		> 40 MPa	-5mm	330 kg/m <sup>3</sup>	≤ 0,45
Muito	≥ 300 kg/m <sup>3</sup>	≤ 20 MPa	+5mm	320 kg/m <sup>3</sup>	-
		> 40 MPa	-5mm	330 kg/m <sup>3</sup>	≤ 0,45
Forte	≥ 300 kg/m <sup>3</sup>	≤ 20 MPa	+5mm	320 kg/m <sup>3</sup>	-
		> 40 MPa	-5mm	330 kg/m <sup>3</sup>	≤ 0,45

Fig. 4 - Algumas exigências de qualidade do concreto de cobrimento.

O guia para obtenção de estruturas duráveis de concreto armado, na sua parte referente à proteção da armadura, publicado em redação preliminar em abril de 1.984 (8), é bastante completo, indicando consumo mínimo de 300 kg de cimento por m<sup>3</sup>, relação água/cimento ≤ 0,6 para todos os casos e ≤ 0,5 quando em atmosfera que contenha cloretos (com fck ≥ 35 MPa) uso de pastilhas e espaçadores além da cura adequada da superfície.

Esses cuidados vêm de encontro à nossa experiência na medida em que se verifica que as técnicas de execução acabam sendo, muitas vezes, mais determinantes da qualidade final do cobrimento que a sua pureza e simples espessura. A escolha adequada da dimensão máxima do agregado graúdo, a consideração do teor de argamassa e do efeito parede, os cuidados com a absorção e estenquidade das formas, a cura das superfícies verticais por pelo menos 21 dias e o escolha do tipo de cimento, jogam importante papel na proteção contra a corrosão das armaduras (9).

Finalmente cabe ressaltar a maior ou menor suscetibilidade das armaduras frente à corrosão. Barras e fios de pequena bitola ( $\phi \leq 5$  mm) e de classe B são sempre mais sensíveis à corrosão que as barras de bitola mais grossas. Com vistas a essa questão o CEB-FIP/78 separa em dois grupos: um das barras e fios com bitola ≤ 4 mm, de classe B, ou seja, treliçados, a frio e outro grupo das demais barras e bitolas.

Considera os primeiros com risco maior de corrosão e com maiores consequências caso venham a ocorrer-se, impondo cobrimentos maiores (aumentando de 1,3 vezes o mínimo) e situação da peça.

### 2.3. Estados limites de fissuração

Os diferentes códigos existentes prevêm a utilização do cálculo em estado limite último para o projeto e cálculo das estruturas de concreto. Entre os estados limites verificados, temos o estado limite de fissuração, que corresponde a um estado controlado de abertura de fissuras, ou seja, um controle de abertura característica  $w_k$  frente a um estado de carga especificado.

Para a verificação do estado de fissuração se utiliza o carregamento real efetivamente aplicado sobre a estrutura, ou seja, um coeficiente de segurança igual a unidade.

Quanto a combinação de carregamentos para esta verificação, nota-se uma certa discrepância em relação as diversas normas consultadas, como podemos verificar na Figura 5.

NORMA	COMBINAÇÃO DE CARREGAMENTOS		
	CP-110	G + Q	C + W
BAEL-80	G + Q + 0,9(W+N)	C + Q + W + N	$0,8 \leq \psi \leq 1,0$
ACI-318/83	G + Q + W		
CEB/FIP-78	G + Q <sub>1</sub> + Q <sub>i</sub> x $\psi_{1i}$ (pouco frequentes)	G + $\psi_{11}$ x Q <sub>1</sub> + Q <sub>i</sub> x $\psi_{2i}$ (frequentes)	
EN/82	G + Q	0,9 x (G + Q + W)	
NBR-6118	G + X Q <sub>1</sub> + 0,8 X $\sum$ Q <sub>i</sub> (pouco frequentes)	G + X Q (frequentes)	

Fig. 5 - Combinação das ações relativas ao estado limite de fissuração.

Onde: G = Ações permanentes

Q = ações acidentais

Q<sub>1</sub> = ação acidental básica ou principal

Q<sub>i</sub> = ações acidentais secundárias ou de acompanhamento

W = ação acidental do vento (aleatória)

N = ação acidental da neve (aleatória)

A NBR-6118/78 assim como o código modelo faz uma diferenciação entre as cargas acidentais frequentes e as pouco frequentes, sendo o coeficiente  $\psi_{1i}$  e  $\psi_{2i}$  dado na tabela da figura 6, enquanto que o valor de X da NBR-6118 deve ser tomado como sendo 0,7 para as edificações e, 0,5 para as demais estruturas. A carga Q<sub>1</sub> é denominada de carga acidental principal. A NBR-6118 não leva em consideração o vento para efeito de combinação de cargas.

Ação	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
variáveis	0,4/0,7	0,3/0,6
variáveis	0,6/0,8	0,3/0,6
constantes	0,6/0,8	0,3/0,6
estacionam.	0,7	0,6
vento e neve	0,8	0

Fig. 6 - Coeficientes das ações variáveis, de acordo com o código modelo.

A abertura  $w_k$  calculada com a combinação de carregamentos discutida deve ser comparada com os valores limites previstos em cada uma das normas.

Nas normas, os valores de abertura máxima permitida oscilam entre 0,3 e 0,4 mm e este limite máximo cremos deve ser entendido mais como uma razão de ordem estética do que propriamente por razões de proteção das armaduras quanto a sua durabilidade.

Lembramos que as fissuras aqui discutidas são as perpendiculares às armaduras, visto as longitudinais não terem sido até agora discutidas nas normas internacionais.

Damos a seguir na Figura 7 as aberturas máximas de fissuras nas várias normas estudadas.

AMBIENTE DE AGRESSIVIDADE	CP-110/78	ACI 318/83	CEB-FIP 78	EN 82	NBR 6118/78
Fraca ou Nula	$\leq 0,3$	$\leq 0,41$	$\leq 0,4$	$\leq 0,3$	$\leq 0,3$ mm $\leq 0,37$ mm+
Média	$\leq 0,3$	0,33	$\leq 0,2$	$\leq 0,2$	$\leq 0,2$ mm $\leq 0,25$ mm+
Forte	$\leq 0,004C$ +1	+++	$\leq 0,1$	(0,1)	$\leq 0,1$ mm +

Fig. 7 - Aberturas máximas de fissuras das diversas normas.

+ desde que o cobrimento efetivo supere o número recomendado em 25%.

- C. é o valor correspondente ao cobrimento de armadura e a abertura correspondente se refere a um ponto de superfície do concreto próximo de armadura tracionada. (++)

- O ACI-318/83 não limita as aberturas para o ambiente fortemente agressivo, porém o ACI-224 R-80 (14) limita a 0,15 as estruturas parcialmente submersas na água do mar e 0,1 de contenção de água. (+++)

- Os valores relacionados para o código modelo podem ser aumentados em função da relação C/C<sub>min</sub> e são válidas para o caso de combinação de cargas frequentes, armaduras pouco sensíveis à corrosão, e o ponto analisado é aquele que se encontra na superfície do concreto próximo à armadura.

#### 2.4. Cálculo do valor característico da abertura de fissuras.

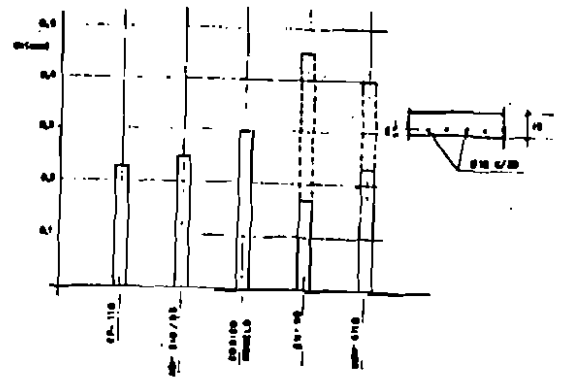
De forma a verificar o desempenho da expressão da NBR-6118 em relação à expressões correspon-

dentes as outras normas vigentes, fazemos um breve estudo de peças sujeitas a flexão face a cargas externas, visto esta ser o caso mais comum na prática.

Nas figuras 8 e 9 mostramos os valores de abertura de fissuras obtidos nos vários códigos. As figuras mostram as aberturas de fissuras para dois casos comuns de prática, uma laje maciça e uma viga retangular utilizadas comumente nas edificações. O estudo foi feito utilizando-se uma tensão em serviço de 28 KN/cm<sup>2</sup> que corresponderia a um aço do tipo CA 50 trabalhando com certa folga.

Verifica-se pelas figuras que a discrepância entre as diversas normas é bem patente no caso de laje e bem menor no caso das vigas.

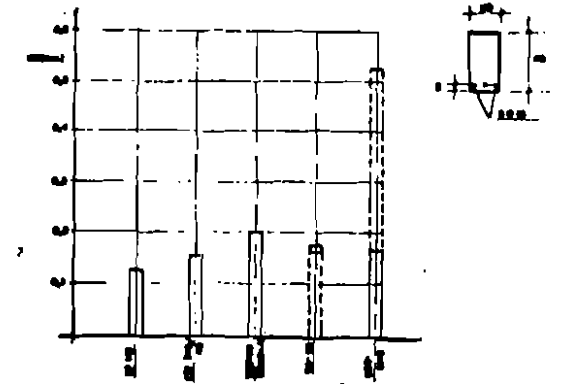
Fig. 8 - Abertura de fissuras nos diversos códigos para uma laje.



Foi colocada em linha tracejada a abertura calculada pelo item 44.3. de EH/82 e em traço contínuo pela expressão de Ferry Borges, no caso de NBR-6118 a parte tracejada é a abertura para o controle assistemático e em traço contínuo para o sistemático.

Nos valores calculados não se levou em conta em nenhum caso a colaboração do concreto tracionado.

Fig. 9 - Abertura de fissuras nos diversos códigos para uma viga.



A abertura máxima de fissuras implica numa limitação da tensão de serviço das armaduras. É muito comum ter-se que aumentar a quantidade de armadura, quando se faz a verificação à fissuração, principalmente quando temos ambientes agressivos e, portanto baixas limitações para a abertura de fissura.

Com o fim de se ter uma idéia da variação de tensão de armadura em função de abertura de fissura e da quantidade de armadura, podemos observar os diagramas das figuras 10, 11, 12 e 13.

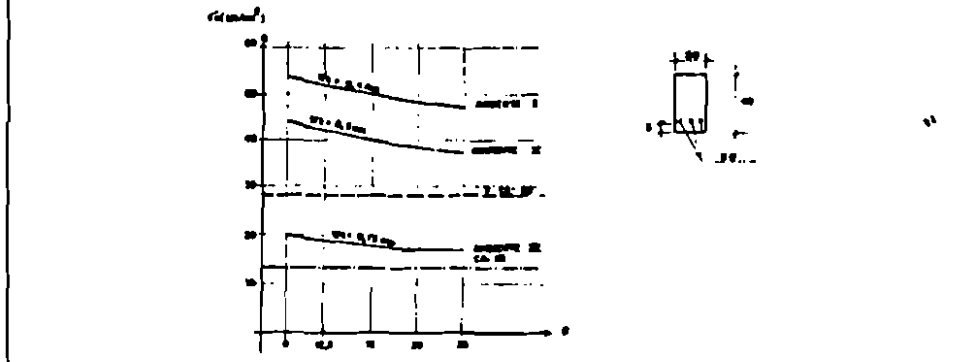


Fig. 10 - Tensão na armadura em função de abertura de fissura e de quantidade de aço e bitola, de acordo com ACI 318/83 e ACI-224 R-80.

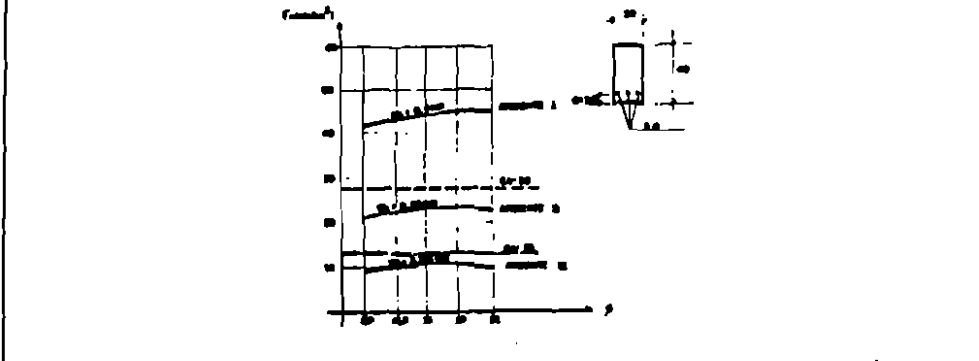


Fig. 11 - Tensão na armadura em função de abertura de fissura e de quantidade de aço e bitola, de acordo com o código modelo CEB-FIP.



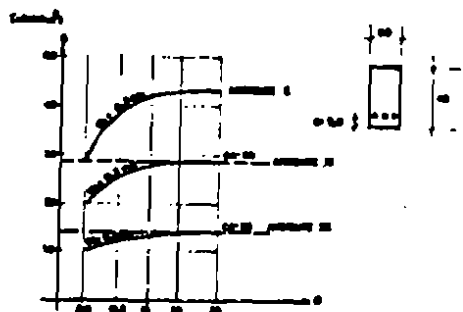


Fig. 12 - Tensão na armadura em função da abertura de fissura e da quantidade de aço e bitola, de acordo com a EI-82 (Art. 44.3.).

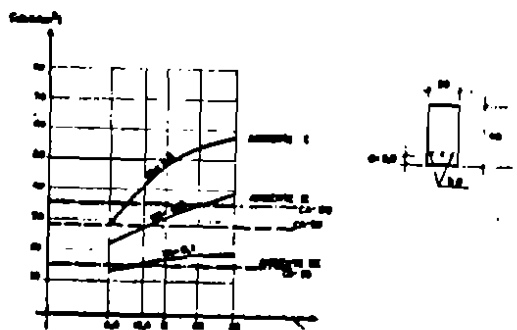


Fig. 13 - Tensão na armadura em função da abertura de fissura e da quantidade de aço e bitola, de acordo com a NBR-6118/78.

As expressões utilizadas para a determinação das tensões na armadura de fissuras, são as a-baixo:

+ CP-110

$$\sigma_s = \frac{E_s \times w_k}{3c}$$

+ ACI-318/83

$$\sigma_s = \frac{E_s \times w_k}{2,54 \times \sqrt{d_c \times A}} \quad \text{onde } d_c = \frac{\beta}{2} + c \quad A = \frac{2dc \times b}{n}$$

+ EI-82 (Art. 44.3.)

$$\sigma_s = 3,57 \times \frac{E_s \times w_k}{\beta \left( \frac{1}{\rho} + 10 \right)}$$

+ EI-82 (Ferry Borges)

$$\sigma_s = \frac{w_k \times 10^6}{1,5 \times c + 0,04 \times \frac{\beta}{\rho}} + \frac{2,5}{\rho} \quad \text{para } \rho \leq 0,01$$

+ Código Modelo

$$\sigma_s = \frac{E_s \times w_k}{3,4 \times c + 0,345 + 0,085 \times \frac{\beta}{\rho}}$$

+ NBR-6118/78

$$\sigma_s = \frac{w_k \times (2 \times \eta \times b - 0,75) \times E_s}{\beta \times \left( \frac{0,4}{\rho} + 4,5 \right)} \quad (\text{Controle Sistemático})$$

$$\sigma_s = \sqrt{\frac{w_k \times (2 \times \eta \times b - 0,75) \times E_s \times f_{tk}}{0,3 \times \beta}} \quad (\text{Controle Assistemático})$$

Onde:  $\sigma_s$  = tensão de trabalho das armaduras

$w_k$  = abertura de fissura

$\beta$  = diâmetro das barras

$n$  = número de barras

$E_s$  = módulo de elasticidade do aço

$c$  = cobrimento das armaduras

$s$  = distância de separação das armaduras

$\rho, \rho_c, \rho_r$  = taxa de armadura definida em cada código

$b$  = largura de viga

$f_{tk}$  = tensão característica de ruptura a tração do concreto

$\eta$  = coeficiente de conformação superficial

As variáveis que influem no valor da tensão das armaduras, são evidentemente a abertura da fissura, a taxa de armadura, e o diâmetro. É evidente que a abertura maior de fissura corresponderá a uma maior tensão, e que o cobrimento também exerce a função de reduzir a tensão quando se aumenta o respectivo cobrimento, fator este não considerado na expressão da NBR-6118.

Na figura 13 se pode observar as tensões na armadura para a peça dada em função da abertura de fissura máxima e da bitola de armadura e taxa de armadura, é importante notar que colocamos as retas correspondente aos aços do tipo CA 60, CA 50 e CA 25 em todos os pontos abaixo das retas mencionadas a utilização daquele aço fica prejudicada, uma vez que este não pode

ser utilizado em toda a sua capacidade. O ideal seria utilizar aços que ficassem abaixo da curva de tensões de armadura de forma e poderem ser utilizados economicamente, é claro que nestas casos não haveria necessidade de se colocar armadura adicional para combater a fissuração, sendo a dimensionada suficiente.

Notar ainda que face à inclinação da curva o importante significado da variação do diâmetro e da taxa de armadura no caso da NBR-6118, visto estes fatores serem decisivos na variação da tensão, no caso dos outros códigos vemos que este fator não é tão importante.

### 3. CORRESPONDÊNCIA ENTRE FISSURAÇÃO E CORROSÃO DE ARMAÇURAS

#### 3.1. Características do processo de corrosão das armaduras

O concreto de cimento Portland é um ótimo protetor das armaduras contra a corrosão devido principalmente às suas características químicas de elevada alcalinidade proporcionada pela portlandita liberada das reações de hidratação do cimento. Em segundo lugar, o cobrimento de concreto atua também como uma barreira física entre o ambiente (agressivo) e a armadura. A existência de fissuras quebre essa dupla proteção física e química colocando - em princípio - em risco a armadura.

Se o concreto de cobrimento permanece compacto e contínuo e não há elementos agressivos incorporados na massa a armadura permanece protegida e passivada indefinidamente. Três são os mecanismos principais de desencadeamento de um processo corrosivo: a queda da alcalinidade e a carbonatação, a presença de cloretos ou a ruptura mecânica de espessura do cobrimento de concreto.

A carbonatação do concreto se dá através da reação dos compostos alcalinos do concreto - a portlandita ou hidróxido de cálcio  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  - com substâncias ácidas do ambiente principalmente o gás carbônico  $\text{CO}_2$  e o dióxido de enxofre  $\text{SO}_2$ . Essas reações que se dão em presença de certa umidade dão origem a sais - tal como o  $\text{CaCO}_3$  - que tem pH abaixo de 9 e consequentemente despassiva a armadura permitindo a sua corrosão.

Essa perda de proteção progride da superfície para o interior das peças de concreto numa velocidade que se reduz com o tempo segundo a fórmula (10)  $x = k \sqrt{t}$  onde  $x$  = espessura carbonatada,  $k$  = constante que depende do concreto e do ambiente e,  $t$  = tempo.

Quando existem fissuras essas reações de carbonatação e neutralização (redução da alcalinidade) se produzem também nos lábios da fissura conforme indicado na figura 14.

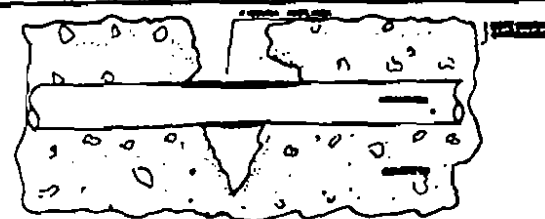


Fig. 14 - Indicação esquemática do avanço de neutralização ou carbonatação do concreto com o tempo.

Na região onde a fissura alcança a armadura há uma despassivação desta formando nessa local um anodo e atuando o resto da barra no entorno, como um cátodo. Os produtos de corrosão do aço têm volume de 8 a 10 vezes superior ao volume do metal que lhe deu origem e podem criar tensões de expansão suficientes para romper o concreto de cobrimento através do fenômeno denominado lascamento. Quando se trata de fissura de pequena abertura e o concreto é resistente pode haver a colmatação da fissura com os próprios produtos de corrosão e estacionar o processo deletério de corrosão.

A velocidade de carbonatação e consequentemente de perda de proteção é maior quando a umidade relativa do ambiente está entre 40 a 80% ao mesmo tempo que ciclos de molhagem e secagem contribuem fortemente para acelerar essa carbonatação.

Da mesma forma o fenômeno de corrosão necessita de água e oxigênio não se manifestando significativamente em ambientes com umidade relativa abaixo de 65% ou quando permanentemente submerso. Novamente ciclos de molhagem e secagem são aceleradores do processo.

A presença de cloretos tanto venham do ambiente exterior (atmosfera marinhas ou industriais) quanto tenham sido incorporados acidentalmente ao concreto (aditivos aceleradores, agregados e águas contaminadas) têm a propriedade de despassivar a armadura de aço mesmo quando imersa num meio altamente alcalino como o do concreto não carbonatado. O cloreto despassiva a armadura e esta passa a corroer-se principalmente quando o concreto de cobrimento é poroso e de elevada relação água/cimento. A presença de cloretos contribui para a aceleração de neutralização do concreto e pode penetrar nas fissuras atingindo mais rapidamente a armadura criando aí uma célula de corrosão eletroquímica por efeito de aeração e concentração salina diferencial. Ciclos de molhagem e secagem podem acelerar essa difusão e penetração de cloretos, que necessitam de um veículo líquido para penetrar no concreto, dando origem a concentrações elevadas desse elemento e ocasionar corrosões localizadas espetacularmente rápidas.

### 3.2. Relação entre abertura de fissura e corrosão

Considerando que o concreto armado deverá fissurar-se ao ser solicitado, a questão se resume em saber até que abertura de fissura não há uma aceleração significativa do fenómeno de corrosão das armaduras.

É interessante saber, também, se do ponto de vista da durabilidade, é preferível uma série de fissuras de pequena abertura ou um número mais reduzido com aberturas abaixo de certo limite. O ideal seria poder conhecer qual a redução da vida útil da estrutura a partir do número e abertura das fissuras. Para completar, valeria identificar qual se fissuras mais perigosas, as transversais à armadura principal ou as paralelas (longitudinais) a esta?

Beaby (11) regista com propriedade onze experiências levadas a cabo em diferentes países, conduzidas por diferentes pesquisadores com vistas à avaliação da influência da abertura de fissura na velocidade de corrosão das armaduras.

O trabalho experimental mais amplo, sistemático e recente foi realizado na Universidade de Munique sob a supervisão de Schiesel e consistiu no ensaio de vigas em três ambientes: atmosférico urbano, industrial e marinha com abertura de fissuras variando de 0,1 a 0,4 mm. Além das variáveis consideradas também a espessura de cobrimento 25 a 35 mm. As vigas foram rompidas e examinadas aos 1, 2, 4 e 10 anos de idade. Nos resultados de dois anos não foram encontrados vestígios de corrosão nas fissuras de 0,1 mm, enquanto que a partir de 0,25 mm todas demonstravam estar atacadas. No entanto - para surpresa geral - os resultados de 10 anos indicam que não há nenhuma relação entre a abertura da fissura e a redução de seção de aço. Esses autores concluíram que a vida útil da estrutura pode ser definida pela expressão:

$$\text{Vida útil} \leq t_0 + t$$

$t_0$  = período para início de corrosão.

$t$  = período do início da corrosão até degradação aceitável do ponto de vista da corrosão.

Raciocinando dessa forma concluíram que o tempo  $t$  é sempre bem maior do que  $t_0$  e que, portanto não há diferença entre aberturas de fissuras de 0,1 e 0,4 mm do ponto de vista da durabilidade.

Carpentier e Soretz (12) ensaiaram vigas armadas submetidas a ambientes corrosivos por 2 anos com fissuras de abertura da ordem de 0,2 a 0,3 mm comprovando que a corrosão é mais intensa quanto maior a abertura da fissura, e quanto mais cedo estas aparecem. Verificaram também que carregamentos alternados (cíclicos) contribuem para aumentar a velocidade de corrosão.

Outro trabalho experimental muito amplo está em andamento na Inglaterra dentro de um programa

denominado "Concrete in the Oceans", motivado pela necessidade de construção de plataformas marítimas de exploração de petróleo no Mar do Norte.

Esse trabalho está sendo desenvolvido e coordenado por Beaby (11) que após algumas experiências e revisão bibliográfica propõe algumas modificações em premissas aparentemente lógicas e saber.

1º Não há correlação entre fissuras de abertura variando de 0,05 mm a 1,5 mm e a corrosão observada nas armaduras.

Muitas fissuras se auto-colmatam e a corrosão não progride, ou a corrosão se manifesta com a mesma intensidade após grandes períodos de tempo.

2º Outros parâmetros tais como a proporção de cimento por m<sup>3</sup>, a relação água/cimento, a espessura do cobrimento e a relação cobrimento/bitola são mais importantes que a abertura das fissuras.

3º As aberturas de fissura na superfície do concreto são diferentes de abertura real em contato com a armadura.

4º Conclui que mais importante que projetar para não atingir certa abertura de fissura é fundamental projetar para obter e viabilizar um concreto compacto e resistente, considerando mais lógica classificar a agressividade do ambiente e escolher a qualidade do concreto que tentar controlar a abertura da fissura.

Todas as considerações se referem a fissuras transversais às armaduras, porque são muito raros os ensaios realizados com fissuras longitudinais. Os estudos mais recentes de Wilkins e Leeming relatados por Rodriguez Santiago e Andrade Pardix (7) coincidem que os danos são muito intensos e aparecem antes quando se trata de fissuras longitudinais com qualquer abertura e partir de 0,1 mm.

### 4. REFLEXÕES SOBRE AS VARIÁVEIS QUE INFLUEM NOS FENÔMENOS

#### 4.1. Mecanismo de fissuração

As fissuras podem ocorrer nas estruturas de concreto armado como resultado de diferentes mecanismos característicos dos materiais componentes.

Pode ocorrer com o concreto ainda fresco, antes do endurecimento ou no concreto já endurecido.

De forma simplificada apresenta-se na figura 15 um resumo dos principais tipos de fissuras, suas causas, exemplos e período mais provável de aparecimento.

Como se nota, as fissuras devidas às cargas atuantes representam apenas uma pequena porcentagem das manifestações prováveis e não devem ser as mais determinantes da redução da durabilidade, uma vez que podem ser calculadas previamente e conseqüentemente, controladas.

CONCRETO	MECANISMO	CAUSAS PRINCIPAIS	CAUSAS SECUNDARIAS	PERÍODO DE APARECIMENTO	EXEMPLOS
FRESCO (antes do início da pega)	Assentamento plástico	excesso de exsudação	secagem/dessecamento rápido	10 min a 3 horas	<ul style="list-style-type: none"> <li>sobre armaduras em lajes e vigas</li> <li>em arco no topo de colunas</li> <li>na junção de peças e alt. de concreto</li> </ul>
	Retração plástica	secagem/dessecamento rápido	essudação	30 min a 6 horas	<ul style="list-style-type: none"> <li>sobre armaduras em lajes</li> <li>em placas de piso</li> </ul>
Endurecido	Movimento das formas	escorramento insuficiente	lançamento inadequado	imediatamente	em lateral das vigas e paredes
	fenom. físico	retração por secagem	cura inadequada	semanas ou meses	em vigas de grande alt. e compr. em lajes
	fenom. químico	variação sazonal de temperatura	ausência de proteção térmica	semanas ou meses	em muros
	fenom. físico-químico	calor de hidratação	excesso de pontos com reação	1 dia ou semanas	em grandes volumes de concreto
estrutural	fenom. físico-químico	cortação de armadura	concreto poroso, substituição de agregado, etc.	acima de 3 meses	paralelamente à direção de armadura principal
		reção elétrica	silica reativa	acima de 5 anos	em forma de "pé de galinha"
		formação de etrilogia	porosidade do concreto	acima de 1 ano	em forma de "pé de galinha"
	cargas de projeto	cálculo inadequado	ações excepcionais	após carregadas	inclinadas de torção
	deformação lateral	concreto de baixa resistência	cargas acima das previstas	acima de 6 meses	inclinadas de cisalhamento

Fig. 15 - Mecanismo de fissuração.

#### 4.2. Cálculo da abertura de fissura

O cálculo da abertura de fissura se faz para uma série de combinações de cargas definidas em cada código e foram reunidas no quadro da figura 15.

Combinar as ações permanentes com uma fração do valor característico das cargas acidentais, de acordo com o tipo de carga e utilização da obra nos parece fundamental, resultando valores menores que os calculados, considerando o valor total característico das cargas.

O acima exposto nos parece perfeitamente coerente, visto a fissuração estar ligada a um estado de utilização e não em limite último de dimensionamento.

O conceito acima, no aspecto filosófico nos parece perfeitamente correto, porém a definição de redução a ser aplicada é o grande problema, pois se trata de definir o valor frequente de uma ação variável.

As fórmulas que permitem calcular a abertura característica de fissura na superfície do concreto são diferentes em cada código. Proporcionam em geral um valor convencional de abertura que não garante em absoluto que não se possa encontrar fissuras reais nas peças maiores do que as calculadas.

As expressões de cálculo de fissuração foram obtidas de formas diversas. Por exemplo, o código ACI-318/83 foi obtida por Gergely e Lutz (15), a partir do tratamento estatístico da informação obtida de seis investigadores. Os próprios autores comentam a dificuldade do tratamento da informação função da diferença de tipos de ensaio levados a cabo por cada investigador e a maneira diferente de relacionar as aberturas de fissuras (valores médios ou máximos), e as diferenças devidas a uma série de variáveis que não foram levadas em conta.

No caso do CP-110 a expressão foi proposta por Beaby (16) a partir de ensaios realizados em lajes por ele mesmo. Talvez por ter ensaiado lajes é que se distingue neste código o cálculo da abertura na superfície do concreto, junto a armadura e longe dela, já que é nas lajes onde pode a separação entre as barras ser significativa, e não no caso das vigas.

Em todas as expressões a tensão na armadura é a variável fundamental no cálculo da abertura existindo em todos os casos apresentados no item 2.4. uma relação direta entre a tensão e a abertura de fissura, ou seja, para uma tensão duas vezes maior, corresponderá o dobro da abertura de fissura, portanto, limitar a abertura de fissura significa mais propriamente uma limitação na tensão de armadura.

A abertura de fissura na superfície do concreto é influenciada pela espessura do revestimento, ou seja, a um maior revestimento corresponderá uma maior abertura de fissura, o que não significa que na superfície de armadura estas sejam diferentes desde que a tensão na armadura

seja a mesma (17). Se a variável importante do ponto de vista da corrosão é a abertura de fissura na superfície da armadura, porque se controle a abertura na superfície do concreto, esta limitação de abertura deveria estar intimamente ligada ao revestimento adotado. Assim, com algumas alterações os critérios do CP-110, que para ambientes agressivos limita  $w_k \leq 0,004C$ , do código modelo que aceita  $w_k = w_{min} \times C/C_{min}$  até  $C/C_{min} \leq 1,5$  e da NBR-6118 que apresentam o mesmo critério do código modelo limitando  $C/C_{min} \leq 1,25$ .

#### 4.3. Valores limites de abertura de fissuras

Os valores limites de abertura de fissuras são fixados em função de estética (razões psicológicas), da estanqueidade e de proteção contra a corrosão.

Poucos estudos se dedicaram a avaliar o impacto que fissuras de certa abertura podem causar a laigos. Dos estudos relatados por Rodriguez Santiago e Andrade Perdig (7) pode-se concluir que não há diferenças significativas entre fissuras com aberturas de 0,05 e 0,25 mm. Parece difícil fixar essa abertura máxima aceitável, pois depende de posição do observador e do tipo e aspecto final de acabamento de estrutura. Provavelmente o valor de 0,3 e 0,4 mm adotado pela maioria das normas seja um limite razoável.

O motivo de maior importância que leve à necessidade de controlar a fissura é, sem dúvida, o relacionado com a durabilidade.

A classificação de pelo menos quatro ambientes distintos quanto a agressividade à armadura parece adequada e simples. Nos parece necessário no entanto, utilizar a mesma classificação de ambientes tanto para abertura de fissuras, quanto para espessuras de revestimento, uma vez que o que está em jogo é a proteção a ser oferecida à armadura. Uma recomendação única, reunindo as recomendações dos itens 4.2.2. e 6.3.3.1. de NBR-6118/78 facilitaria sobremaneira a escolha adequada de proteção ao mesmo tempo que conceitual e formalmente seria o mais correto.

Segundo a tendência atual, e partir dos estudos de Schiessl e Beeby, não se pode estabelecer uma correlação entre aberturas de fissuras de até 0,6 mm com a redução da durabilidade das peças ou com o aumento de corrosão das armaduras. Essa tendência leva a questionar inclusive a validade e necessidade de estabelecer fórmulas para o cálculo de abertura de fissuras em cada um dos quatro ambientes em que podem se situar as estruturas. Segundo essa tendência, é razoável aceitar aberturas de fissuras de até 0,4 mm na maioria dos ambientes, excluindo apenas aqueles onde a estanqueidade é requerida. Questionam também a prática geral de variar a taxa e a disposição de armadura para obter várias fissuras distribuídas e com menor abertura. Segundo eles, e já que abaixo de 0,4 mm todas as fissuras se comportam de igual modo, essa so-

lução só estaria aumentando os pontos de acesso do meio ambiente e, portanto aumentando o risco de corrosão,

Entendem, e essa também é a posição atual do CLB (4) que a qualidade e a espessura do revestimento são mais importantes que a abertura de fissuras.

Queremos registrar aqui que essa não é a nossa opinião, nem é a opinião de totalidade dos pesquisadores que têm trabalhos na área tais como Tinsper, Duffant, Meuz, citados pelo próprio Beeby (11), Carpentier e Soretz (12) e outros. Na realidade, em todas as pesquisas experimentais ficou comprovado que a abertura de fissura influencia no sentido de aumentar a corrosão observada principalmente nos primeiros 2 anos diferenciando fissuras de 0,1 e de 0,25 e 0,4 mm. Para idades mais longas (10 anos) e aí está a grande contribuição de Schiessl e seus colaboradores, e desde que o revestimento seja adequado (espessura e qualidade do concreto), essa influência de abertura passa a ter menor importância. Lembramos aqui que esses estudos foram sempre executados em vigas (corpos de prova) moldadas e submetidas a diferentes ambientes, sem ação de cargas nem qualquer outra sollicitação.

Na nossa opinião essas conclusões devem ser corroboradas por verificações "in loco" em estruturas em serviço. Um plano de pesquisa que inclua observação e inspeção de estruturas reais, em serviço, nos parece necessário neste momento. Nossa experiência em análise de estruturas acabadas tem demonstrado que a presença de fissuras transversais pode seccionar totalmente a armadura de lajes de reservatório de água onde há ciclos de molhagem e secagem (9). De mesma forma em marquises onde há falha de impermeabilização e água percolando através das fissuras lixivia o hidróxido de cálcio, instala-se e corrosão consumindo a armadura em seções de pequena extensão (da ordem de 2 cm).

Todas as considerações se aplicam a fissuras transversais à armadura principal já que sobre as fissuras longitudinais ainda há poucos estudos experimentais e muita comprovação real de que são determinantes da velocidade de corrosão. As pressões de expansão geradas pelos produtos de corrosão podem chegar a 15 MPa e tem maior facilidade de expulsar o concreto de revestimento no caso de fissuras longitudinais, que no caso de fissuras transversais. Esse fenômeno denominado lascamento expõe as armaduras ao ambiente e acelera sobremaneira a velocidade de corrosão. Difícilmente esse fenômeno poderá ocorrer quando a fissura é transversal e o concreto é de boa qualidade.

#### 4.4. Suscetibilidade das armaduras à corrosão

Parece interessante a consideração da bitola e da natureza de armadura como um dos parâmetros a serem levados em conta nestas problemáticas. Somente a norma do CEB-FIP/78 refere-se a esse

fato.

Na nossa opinião, sempre que as armaduras principais forem de bitola 5 mm e de aço classe B os cuidados com a proteção contra a corrosão devem ser maiores, tanto a nível de reduzir a abertura das fissuras transversais quanto aumentar a espessura do cobrimento ou mantendo esta, aumentar a qualidade do concreto de cobrimento. Esses cuidados devem ser ainda maiores no caso de armaduras já corroídas no canteiro ou na própria forma, antes da concretagem. Apesar de que o processo corrosivo tende a estacionar, o risco de corrosão é sempre maior.

#### 4.5 Cobrimentos

O cobrimento de concreto é na realidade uma proteção e armadura e se assim raciocinamos, veremos que a qualidade dessa proteção depende:

- Da espessura: em princípio quanto maior a espessura do cobrimento, maior a proteção fixa das demais variáveis. Isso tem uma limitação da ordem de 60 mm, pois espessuras maiores a essa têm forte tendência a fissuração por outros mecanismos, tais como retração da secagem, movimentação térmica etc. Evidentemente aumentar o cobrimento implica aumentar custo da estrutura.
- Da composição do concreto: ao passarmos de uma relação água/cimento de 0,5 para 0,8, podemos aumentar em mais de 10 vezes a profundidade de carbonatação num mesmo ambiente e período de tempo considerado. Isso significa que enquanto uma peça teria após 20 anos apenas 5 mm carbonatado, outra nas mesmas condições teria 50 mm. Consequentemente a espessura do cobrimento para continuar mantendo o aço em condições de passivação deveria ser 5 mm num caso de 50 mm (!) no outro. A velocidade de carbonatação depende de fatores externos e de composição de concreto, sendo mais importante a água/cimento e a natureza do cimento. Cimentos pozolânicos (POZ), cimentos Portland (CP) e cimentos de alta forno (AF) apresentam diferentes profundidades de carbonatação sob as mesmas condições, em ordem crescente, ou seja, os cimentos pozolânicos são os que menores espessuras carbonatadas apresentam. Com relação à influência da relação água/cimento (9) a figura 16 exemplifica bem a importância desta variável na profundidade carbonatada.

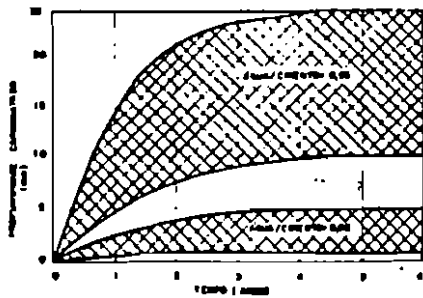


Fig. 16 - Variação da profundidade da carbonatação com o tempo e com a relação água/cimento.

O consumo de cimento por  $m^3$  de concreto tem importância secundária, assim como a natureza e composição granulométrica dos agregados. A importância destas variáveis é indireta e diz respeito muito mais à obtenção de misturas trabaláveis (consistência do concreto fresco) que à durabilidade e velocidade de carbonatação propriamente dita. Evidentemente a dimensão máxima característica do agregado graúdo deve ser compatível com a espessura do cobrimento e pelo menos 20% menor que este no caso de superfícies verticais (pilares e vigas) e no máximo o dobro no caso de superfície horizontal (laje). O teor de argamassa do concreto também joga um papel importante, pois em peças estreitas e densamente armadas o efeito parede (9) é determinante da qualidade final do grau de compactação do concreto;

- Das técnicas de execução: O lançamento, adensamento e cura do concreto jogam papel preponderante na qualidade do cobrimento. Deve-se evitar a segregação, a exsudação e a absorção exagerada pelas formas uma vez que é justamente da qualidade do concreto superficial que depende a proteção à armadura. Não podemos esquecer que em processos construtivos do tipo "Argamassa Armada" as espessuras de cobrimento podem ser de apenas 3 mm. Evidentemente nesses casos os cuidados com o cobrimento devem ser máximos, assim como no caso de peças de concreto pretendido (pré-tensão).

A ausência de cura não só vai aumentar a permeabilidade do componente estrutural como um todo, mas, principalmente, criar uma série de canaliculos superficiais no concreto, justamente numa espessura da ordem do cobrimento. Todos os fenômenos de permeabilidade à água, a gases, absorção d'água, retenção de fuligem, difusão de elementos agressivos, etc., serão intensificados e comprometerão a proteção da armadura. Segundo Lerch (13) a perda de água superficial do concreto pode alcançar valores de 0,5 kg de água por hora por  $m^2$  de superfície exposta, estando o concreto e o ambiente a uma temperatura de 21°C e U.R. de 50% e vento a 4,5 m/s (10 km/h). Para U.R. de 80% essa perda cai a 0,1 kg apenas. Com U.R. a 70% ao passar de 21°C a 36°C, podemos ter um aumento de 0,3 a 0,9 kg de água perdida em um  $m^2$  por hora. Nessas condições adversas, considerando-se uma laje de 100  $m^2$ , com espessura de 10 cm, moldada com um concreto de 180 kg de água por  $m^3$ , em 20 horas toda a água teria evaporado da laje. Evidentemente, parte dessa água já se teria combinado e parte ficaria sempre presente, devido ao equilíbrio das tensões de vapor, valendo esse exemplo figurativo para mostrar a importância da cura, principalmente porque devido às reações de hidratação, e eventual incidência de radiação solar, o concreto fresco fica com temperaturas acima de ambiente, o que agrava ainda mais o fenômeno.

A cura das superfícies de concreto com vistas à proteção contra a corrosão devem visar principalmente o concreto do cobrimento e não necessariamente o concreto que será revestido. Por exemplo, é muito mais importante curar a superfície inferior de uma laje que a superior. Para tal, ou mantemos as fôrmas por mais de 21 dias, ou ao retirá-las devemos imediatamente efetuar cura úmida (muito difícil de ser executada) ou aplicar produtos (Membranas e películas) de cura. Essa recomendação mais determinante quando se utiliza cimento AF ou POZ que são de endurecimento lento. Quando se tratar de desforma preco-

ca, onde a superfície de concreto é exposta aos raios solares a baixas idades, como por exemplo, fôrmas-deslizante ou pré-moldadas, a cura deve ser imediata, independente do processo adotado.

Em elementos estruturais do tipo paredes de concreto armado, onde duas dimensões predominam sobre uma terceira, o risco de aparecimento de fissuras causadas pela retração por secagem é sempre muito elevado. Nestes casos, a fissura atravessa a parede comprometendo a estanqueidade de estrutura, a durabilidade das armaduras e causando prejuízos estéticos. A cura adequada é imprescindível.

#### 5. CONCLUSÕES

- 1a) É conveniente seguir aprofundando os estudos para uma melhor definição dos valores das ações variáveis a serem consideradas no cálculo da fissuração. A NBR-8118 apesar de definir estes valores em função do tipo de carga, deixa a desejar na definição do significado de carga variável fundamental.
- 2a) Há necessidade de pesquisas que ao invés de observar o efeito das fissuras em corpos de prova moldados, o façam em estruturas, em serviço ratificando ou ratificando as conclusões já obtidas. Por ora considera-se adequada a recomendação da NBR-8118 de três aberturas limites.
- 3a) Há necessidade de levar em conta no problema de fissuração transversal a suscetibilidade das armaduras à corrosão.
- 4a) Há necessidade de entender o cobrimento como proteção e recomendar alternativas combinadas de espessura com relação água/cimento, com tipo de cimento e com técnicas adequadas de execução principalmente de cura.
- 5a) A abertura da fissura deve ser referida à obtida na superfície da armadura e não na superfície de peça de concreto como atualmente.
- 6a) A abertura de fissura e a proteção através do cobrimento de concreto devem estar relacionadas com o ambiente onde se localiza a estrutura e com maior suscetibilidade da armadura à corrosão, tudo reunido nas normas em uma única seção para maior clareza e entendimento de problemática.

#### REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. THE STRUCTURAL USE OF CONCRETE. British Standards Institution - BSI. CP-110/72 nov., 1972.
2. BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR REINFORCED CONCRETE. American Concrete Institute - ACI. ACI 318/83 set., 1983.
3. REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES OUVRAGES ET CONSTRUCTIONS EN BETON ARME SUIVANT LA METHODE DES ETATS-LIMITES. B.A.E.L./80 - Eyrolles. Paris, sept., 1980.
4. CÓDIGO MODELO CEB-FIP PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN. Comité Euro-Internationale du Béton - CEB. CEB-FIP/76 mar., 1982.
5. INSTRUCCIÓN PARA EL PROYECTO Y LA EJECUCION DE OBRAS DE HORMIGÓN EN MASA O ARMADO. Comisión Permanente del Hormigón. EH-82 jun., 1982.

6. PROJETO E EXECUÇÃO DE OBRAS DE CONCRETO ARMADO NBR-6118/78 (NB-1). Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. Out., 1.978.
7. RODRIGUES SANTIAGO, JESUS G ANDRADE PERDRIX, Carmen. Analisis de las Condiciones de fisuración en las estructuras de hormigón armado y su relación con la probabilidad de corrosión de las armaduras. Anais do Primeiro Congresso Internacional de Patologia. Barcelona - Espanha, 34 p., 1.985.
8. COMITÉ EURO-INTERNATIONALE DU BÉTON - CEB. Working guide for Durable Concrete Structures - Part 1 - Protection of Reinforcement - First Version. Bulletin d'Information n° 152, set., 1.984.
9. HELENE, PAULO R. L. Corrosão das Armaduras para Concreto Armado. Editores PINI/IPT, Jul., 1.985.
10. SCHIESSL, P. Corrosion of reinforcement. Comité Euro-Internationale du Béton. Bulletin d'Información, p. 73-94, apr. 1.984.
11. BEEBY, A. W. Corrosion of reinforcement and crack widths in Offshore structures. Proceedings of International Symposium on Offshore Structures Sponsored by RILEM, FIP, CEB. Rio de Janeiro, p. 147 - 59, 1.979.
12. CARPENTIER, L. & SOBETZ, M. S. Contribution a l'étude de la corrosion des armatures dans le béton armé. Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics - ITBTP n° 223 - 224. Paris, p. 817-41, Jul - août, 1.966.
13. LERCH, WILLIAM. Plastic shrinkage. Journal of the American Concrete Institute, vol. 55, no. 2, p. 797 - 802, feb. 1.957.
14. ACI 224 R-80. "Control of cracking in concrete Structures". Manual of Concrete Practice. American Concrete Institute.
15. P. GERGELEY, L. A. LUTZ. Maximum Crack width in reinforced concrete flexural members. Cracking deflection and ultimate loads of concrete slab systems. ACI publication 8. P. 30, 1.971.
16. BEEBY, A. W.. The prediction and control of flexural cracking in reinforced concrete members. Cracking deflection and ultimate loads of concrete slab systems. ACI publication 8. P. 30, 1.971.
17. HUNSAIN S. I., FERGUSON P. M. - Flexural crack widths at the bars in reinforced concrete beams. Research report n° 102 - IF. Center for Highway research University of Texas at Austin.

## BIBLIOGRAFIA

- ABRAMS, Duff Andrew. **Design of Concrete Mixtures**. Chicago, Structural Materials Research Laboratory, 1918. (Lewis Institute Bulletin, 1)
- AL-SULAIMANI, G. J.; KALEEMULLAH, M.; BASUNBUL, I. A.; RASHEEDUZZAFAR. Influence of Corrosion and Cracking on Bond Behavior and Strength of Reinforced Concrete Members. *ACI Structural Journal*, p. 220-31, Mar. Apr. 1990.
- ALMEIDA, Ivan, R. Carbonation of High Strength Concrete with Chemical and Mineral Admixtures. In: *International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, 4.*, Istanbul, 1992. *Proceedings: Supplementary Papers*. Ottawa, CANMET, ACI, 1992. p. 735-48
- AMERICAN ASSOCIATION of STATE HIGHWAY and TRANSPORTATION OFFICIALS. **Standard Method of Test for Rapid Determination of the Chloride Permeability of Concrete**. AASHTO T 277. Washington, D. C., 1983.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building Code Requirements for Reinforced Concrete**: reported by ACI Committee 318. In:—. *ACI Manual of Concrete Practice*. Detroit, 1992. v.3.
- . **Corrosion of Metals in Concrete**: reported by ACI Committee 222. In:—. *ACI Manual of Concrete Practice*. Detroit, 1991. v.1.
- . **Debate: Crack Width, Cover and Corrosion**: reported by ACI Committee 222/224. *Concrete International*, p. 20-35, May 1985.
- . **Guide to Durable Concrete**: reported by ACI Committee 201. *ACI Materials Journal*, v. 88, n. 5, p. 544-82, Sept/Oct. 1991.
- . **Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings**: reported by ACI Committee 437. In:—. *ACI Manual of Concrete Practice*. Detroit, 1992. v.2.
- AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. **Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete**. ASTM C 42. In:—. *Annual Book of ASTM Standards*. Philadelphia, 1991.
- . **Standard Descriptive Nomenclature of Natural Mineral Aggregates**. ASTM C 294. In:—. *Annual Book of ASTM Standards*. Philadelphia, 1991. v.10. p.196-204
- . **Standard Method for Field Measurement of Soil Resistivity Using the Wenner Four-Electrode Method**. ASTM G 57. In:—. *Annual Book of ASTM Standards*. Philadelphia, 1992.
- . **Standard Practice for Preparing, Cleaning, and Evaluating Corrosion Test Specimens**. ASTM G 1. In:—. *Annual Book of ASTM Standards*. Philadelphia, 1990.
- . **Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete**. ASTM C 1152. In:—. *Annual Book of ASTM Standards*. Philadelphia, 1992.
- . **Standard Test Method for Cement Content of Hardened Portland Cement Concrete**. ASTM C 85. In:—. *Annual Book of ASTM Standards*. Philadelphia, 1992.
- . **Standard Test Method for Half Cell Potential of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete**. ASTM C 876. In:—. *Annual Book of ASTM Standards*. Philadelphia, 1991.
- . **Standard Test Method for Specific Gravity, Absorption, and Voids in Hardened Concrete**. ASTM C 642. In:—. *Annual Book of ASTM Standards*. Philadelphia, 1986.



- AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. Standard Test Methods for Water-Soluble Chlorides Present as Admixes in Graded Aggregate Road Mixes. ASTM C 1411. In:—. *Annual Book of ASTM Standards*. Philadelphia, 1992.
- Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration. ASTM C 1202. In:—. *Annual Book of ASTM Standards*. Philadelphia, 1992.
- ANDRADE, C. et al. Macrocell versus Microcell Corrosion of Reinforcements Placed in Parallel. NACE Annual Conference, 1992. *Corrosion 92: proceedings*, paper 194. Houston, NACE, 1992.
- ANDRADE, C. *Manual para Diagnóstico de Estruturas com Armaduras Corroídas*. trad. Antonio Carmo e Paulo Helene. São Paulo, PINI, 1992.
- Monitoring Techniques. In: P. Schiessl, ed. *Corrosion of Steel in Concrete*. RILEM Report of Technical Committee 60-CSC. London, Chapman & Hall, 1988. p. 79-94
- ANDRADE, C.; ALONSO, C.; GARCIA, A. M. Oxygen Availability in the Corrosion of Reinforcements. *Advances in Cement Research*. v. 3, n. 11, p. 127-32, July 1990.
- ANDRADE, C.; ALONSO, M. C.; GONZALEZ, J. A. An Initial Effort to Use the Corrosion Rate Measurements for Estimating Rebar Durability. In: Neal S. Berke; Victor Chaker; David Whiting, eds. *Corrosion Rates of Steel in Concrete*. Philadelphia, ASTM, 1990. p. 29-37 (STP 1065)
- ANDRADE, C.; CASTELO, V.; ALONSO, C.; GONZÁLEZ, J. A. The Determination of the Corrosion Rate of Steel Embedded in Concrete by the Polarization Resistance and AC Impedance Methods. In: V. Chaker, ed. *Corrosion Effects of Stray Currents and the Techniques for Evaluating Corrosion of Rebars in Concrete*. Philadelphia, ASTM, 1986. p. 43-63 (STP 906)
- ANDRADE, C.; GONZALEZ, J. A. *Predicción de la Corrosividad Potencial de los Aditivos para Hormigón Mediante la Determinación Conjunta de los Potenciales de Ruptura y de la Resistencia de Polarización*. Madrid, Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, 1978. (Cuadernos de Investigación, 33)
- Tendencias Actuales en la Investigación sobre Corrosion de Armaduras. *Informes de la Construcción*, v. 40, n. 398, p. 7-14, nov. dic. 1988.
- ASOCIACION ESPANOLA de NORMALIZACION y CERTIFICACION. *Áridos para Hormigones. Determinación Cuantitativa de los Compuestos de Azufre*. UNE 83120. Madrid, AENOR, 1988.
- *Método de Ensayo de Cementos. Análisis Químico. Determinación de Cloruros. Método Volumétrico. (Volhard)*. UNE 80240. Madrid, AENOR, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA de NORMAS TÉCNICAS. *Agregados para Concreto. Determinação de Sais, Cloretos e Sulfatos Solúveis. Método de Ensaio*. NBR 9917. Rio de Janeiro, 1988.
- *Arame de Aço. Ensaio de Tração. Método de Ensaio*. NBR 6207. Rio de Janeiro, 1986.
- *Argamassa e Concreto Endurecidos. Determinação da Absorção de Água por Imersão - Índice de Vazos - Massa Específica. Método de Ensaio*. NBR 9778. Rio de Janeiro, 1990.
- *Barra e Fio de Aço Destinados a Armaduras para Concreto Armado. Especificação*. NBR 7480. Rio de Janeiro, 1983.
- *Cimento Portland. Determinação de Enxôfre na Forma de Sulfato. Método de Ensaio*. NBR 5746. Rio de Janeiro, 1989.
- *Concreto. Reconstituição do Traço. Método de Ensaio*. NBR 9605. Rio de Janeiro, 1986.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA de NORMAS TÉCNICAS. Cordoalhas de Aço para Concreto Protendido. Especificação. NBR 7483. Rio de Janeiro, 1983.**
- **Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração de Materiais Metálicos. Método de Ensalo. NBR 6152. Rio de Janeiro, 1987.**
  - **Extração, Preparo, Ensalo e Análise de Testemunhos de Estruturas de Concreto. Procedimento. NBR 7680. Rio de Janeiro, 1983.**
  - **Fio, Barra e Cordoalha de Aço para Armaduras de Protensão. Ensalo de Tração. Método de Ensalo. NBR 6349. Rio de Janeiro, 1987.**
  - **Fios de Aço para Concreto Protendido. Especificação. NBR 7482. Rio de Janeiro, 1983.**
  - **Projeto de Estruturas de Concreto Protendido. Procedimento. NBR 7197. Rio de Janeiro, 1989.**
  - **Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado. Procedimento. NBR 9062. Rio de Janeiro, 1988.**
  - **Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. NBR 6118. Rio de Janeiro, 1978.**
- ATKINSON, A.; NICKERSON, A. K. The Diffusion of Ions Through Water-Saturated Cement. Journal of Materials Science, n. 19, p. 3068-78, 1984.**
- BABAEI, Khossrow. Evaluation of Half-Cell Corrosion Detection Test for Concrete Bridge Decks: final report. Seattle, Washington State Department of Transportation, Nov. 1986. (WA-RD 95.1)**
- BAKKER, R. F. M. Initiation Period. In: P. Schiessl, ed. Corrosion of Steel in Concrete. RILEM Report of Technical Committee 60-CSC. London, Chapman & Hall, 1988. p. 22-55**
- BARNEYBACK, S. R. Jr.; DIAMOND, S. Expression and Analysis of Pore Solutions of Cement - Flyash Pastes. Cement & Concrete Research, v. 11, n. 2, p. 279-85, 1981.**
- BASILIO, Francisco de Assis. Durabilidade dos Concretos. Permeabilidade e Corrosão Eletrolítica. São Paulo, ABCP, 1972.**
- BAUER, Elton. Técnicas de Avaliação e Monitoramento do Estado de Corrosão das Armaduras em Concreto Armado. Brasília, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Brasília, jul. 1991. (Relatório de Projeto de Pesquisa, 403074/89-4/FV)**
- BAUER, Elton; SOUZA, K. R. Monitoramento do Estado de Corrosão das Armaduras de Concreto Armado Através da Avaliação de Potencial de Eletrodo. In: Simpósio sobre Patologia das Edificações: Prevenção e Recuperação, Porto Alegre, 1989. Anais. Porto Alegre, CPGEC, UFRGS, out. 1989. p. 341-64**
- BEEBY, A. W. Concrete in the Oceans. Cracking and Corrosion. Wexham Springs, CIRIA / CCA, 1978. (Technical Report, 1)**
- **Corrosion of Reinforcement and Cracks Width. In: International Symposium on Offshore Structures, Rio de Janeiro, 1979. Proceedings. London, Pentech Press, 1979. p. 147-59**
- BERISSI, R., BONNET, G.; GRIMALDI, G. Mesure de la Porosité Ouverte des Bétons Hydrauliques. Paris, Bulletin de Liaison de Laboratoire des Ponts et Chaussées, n. 142, p. 59-67, Mar. Avr. 1986.**
- BERKE, N. S., SHEN, D. F.; SUNDBERG, K. M. Comparison of the Polarization Resistance Technique to the Macrocell Corrosion Technique. In: The Measurement and Correction of Electrolyte Resistance in Electrochemical Tests. Philadelphia, ASTM, 1989. (STP 1056)**

- BERKE, Neal S.; HICKS, Maria C. Electrochemical Methods of Determining the Corrosivity of Steel in Concrete. In: Robert Babolian; S. W. Dean, eds. *Corrosion Testing and Evaluation*. Philadelphia, ASTM, 1990. p. 425-40 (STP 1000)
- BICZÓK, Imre. *La Corrosión del Hormigón y su Protección*. 6 ed. Bilbao, Urmo, 1978.
- BUEN, J. M. Maintenance and Repair of Concrete Structures. *Heron*, v. 34, n. 2, 1989. 82p.
- . The Dutch Experience with Construction and Repair in Marine Structures. In: P. Kumar Mehta, ed. *International Experience with Durability of Concrete in Marine Environment*. Berkeley, Department of Civil Engineering, University of California, Jan. 1989. p. 147-72
- BORGARD, B. et al. Mechanisms of Corrosion of Steel in Concrete. In: Neal S. Berke; Victor Chaker; David Whiting, eds. *Corrosion Rates of Steel in Concrete*. Philadelphia, ASTM, 1990. p. 174-88 (STP 1065)
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION. *Code of Practice for the Structural Use of Concrete*. CP 110. London, 1972.
- BROOMFIELD, J. P. The Use of a Potential Wheel to Survey Reinforced Concrete Structures. *UK Corrosion*, p. 29-87, Oct. 1987.
- BROWNE, R. D.; GEOGHEGAN, M. P.; BAKER, A. F. Analysis of Structural Condition from Durability Results. In: Alan P. Crane, ed. *Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction*. London, Society of Chemical Industry, Ellis Horwood, 1983. p. 193-222
- BUENFELD, N. R.; NEWMAN, J. B. Examination of Three Methods for Studying Ion Diffusion in Cement Pastes, Mortars and Concrete. *Materials and Structures*, v. 20, p. 3-10, 1987.
- BURMAN, Israel. *Fissuração no Concreto Armado: Natureza do Fenômeno e sua Interferência no Comportamento e Durabilidade das Estruturas*. São Paulo, 1981. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- BURY, M. R. C. S.; DOMONE, P. L. The Role of Research in the Design of Concrete Offshore Structures. In: *Annual Offshore Technology Conference*, 6., Houston, 1974. *Proceedings*. New Jersey, IEEE, 1974. v.1, p. 155-70
- CAIRONI, Mário. *Patologia e Restauro dei Conglomerati in Ambiente Marino*. *Industria Italiana del Cemento*, v. 48, n. 9, p. 2-9, 1977.
- CAMPBELL-ALLEN, D.; ROPER, H. *Concrete Structures: Materials, Maintenance and Repair*. New York, John Wiley, 1991.
- CARMONA FILHO, A.; MAREGA, A. Retrospectiva da Patologia no Brasil; Estudo Estatístico. In: *Jornadas en Español y Português sobre Estructuras y Materiales*, Madrid, 1988. *Colloquia 88*. Madrid, CEDEX, IET, mayo 1988. p. 325-48
- CARMONA FILHO, A.; HELENE, P. R. L. Fissuração das Peças de Concreto Armado e Corrosão das Armaduras. In: *Seminário Nacional de Corrosão na Construção Civil*, 2., Rio de Janeiro, set. 1986. *Anais*. Rio de Janeiro, ABRACO, 1986. p. 172-95
- CARPENTIER, L.; SORETZ, M. S. Contribution à L'Étude de la Corrosion des Armatures dans le Béton Armé. *Annales de L'Institute Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*. n. 223-224, p. 817-41, 1986.
- CINCOTTO, Maria Alba. *Avaliação do Grau de Agressividade do Meio Aquoso em Contato com o Concreto*. São Paulo, IPT, 1992. (Boletim, 64)
- CLEAR, K. C.; HAY, R. E. *Time-to-Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete Slabs*. Washington, D.C., Federal Highway Administration, 1983. (Report FHWA/RD-73/32)

- COLLEPARDI, M.; CINCOTTO, M. A.; TANGO, C. E. S.; UEMOTO, K.; HELENE, P. R. L. *Tecnologia de Aditivos*. São Paulo, IPT, mar. 1983.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON. *Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading (Redesign)*; contribution to the 23rd Plenary Session of CEB, Praga, 1983. Lausanne, Aug. 1983. (Bulletin D'Information, 162)
- . *CEB Design Manual on Cracking and Deformations*. Lausanne, École Polytechnique Fédérale, 1985.
- . *CEB-FIP Model Code 1990: final draft*. Lausanne, 1991. (Bulletin d'Information, 203-205)
- . *Durable Concrete Structures. CEB Design Guide*. Lausanne, June 1989. (Bulletin D'Information, 182)
- . *Durable Concrete Structures. Design Guide*. Lausanne, Thomas Telford, 1992.
- COMMITTEE on CONCRETE DURABILITY: NEEDS and OPPORTUNITIES. *Concrete Durability: A Multibillion-Dolar Opportunity*. Washington, NMAB, CETS, NRC, National Academy Press, 1987. (Report NMAB-437)
- CONCRETE SOCIETY. *Permeability Testing of Site Concrete. A Review of Methods and Experience*. London, The Concrete Society, Aug. 1988. (Technical Report, 31)
- COUTINHO, A. S. *Fabrico e Propiedades do Betão*. Lisboa, LNEC, 1974. v. 2.
- CRAIG, J. R.; O'CONNER, D. S.; AHLKOG, J. J. *Economic of Bridge Deck. Protection Methods. Materials Performance*, p. 32-4, Nov. 1982.
- Dal MOLIN, Denise C. C. *Fissuras em Estruturas de Concreto Armado: Análise das Manifestações Típicas e Levantamento de Casos Ocorridos no Estado do Rio Grande do Sul*. Porto Alegre, 1988. Dissertação (Mestrado). Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- DAWSON, J. L. et al. *Electrochemical Methods for the Inspection and Monitoring of Corrosion of Reinforced Steel in Concrete*. In: C. L. Page; K. W. J. Treadaway; P. B. Bamforth, eds. *Corrosion of Reinforcement In Concrete*. London, Elsevier, 1990.
- DAY, R. L.; MARSH, B. K. *Measurement of Porosity in Blended Cement Paste. Cement and Concrete Research*. v. 18, p. 63-73, 1988.
- EL-BELBOL, Said M.; BUENFELD, N. R. *Accelerated Chloride Ion Diffusion Test*. In: *Material Research Society Conference*. Boston, Nov. Dec. 1988. *Proceedings*. s.n.t.
- ELLIS Jr., W. E. *For Durable Concrete, Fly Ash Does Not "Replace" Cement*. *Concrete International*, p. 47-51, July 1992.
- ELSENER, B.; BOHNI, Hans. *Potential Mapping and Corrosion of Steel in Concrete*. In: Neal S. Berke; Victor Chaker; David Whiting, eds. *Corrosion Rates of Steel In Concrete*. Philadelphia, ASTM, 1990. p. 143-56 (STP 1065)
- ESCALANTE, E. ed. *Underground Corrosion*. Philadelphia, ASTM, 1979. (STP 741)
- ESPAÑA. *Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Comisión Permanente del Hormigón. Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa o Armado EH-88*. Madrid, 1988.
- . *Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Comisión Permanente del Hormigón. Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón Pretensado EP-80*. Madrid, 1980.

- ESTADOS UNIDOS. National Materials Advisory Board. **The Status of Cement and Concrete R&D in the United States**. Washington, D. C., National Academy of Sciences, 1980. (Report NMAB, 361)
- EUROPEAN COMMITTEE for STANDARDIZATION. **Concrete. Performance, Production, Placing and Compliance Criteria**. ENV 206. s.l., CEN, 1991.
- EVANS, U. R. **An Introduction to Metallic Corrosion**. London, Arnold, 1981.
- FARIAS, Roberto F. S. **Corrosão das Armaduras do Concreto: Mecanismos e Controle**. São Paulo, 1991. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- FELIU, S. et al. Possibilities of the Guard-Ring for the Confinement of the Electrical Signal in Polarization Measurements of Reinforcements. NACE Annual Conference, New Orleans, 1989. **Corrosion 89: proceedings**. Houston, NACE, 1989.
- FERNANDEZ CANOVAS, M. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. trad. L. A. Falcão Bauer. São Paulo, PINI, 1988.
- FIGG, J. Salt, Sulfate, Rust and Other Chemical Effects. In: P. K. Mehta, ed. **International Experience with Durability of Concrete in Marine Environment**, Berkeley, Dept. of Civil Engineering, University of California, Jan. 1989. p. 50-68
- FIGG, J. W. Methods of Measuring the Air and Water Permeability of Concrete. **Magazine of Concrete Research**, v. 25, n. 85, p. 213-19, 1973.
- FIGUEIREDO, Enio J. P.; RUIZ ANDRES, Purificación. Patologia das Obras Civis nas Indústrias de Celulose e Papel. In: **Simpósio sobre Patologia das Edificações: Prevenção e Recuperação**, Porto Alegre, out. 1989. **Anais**. Porto Alegre, CPGEC, UFRGS, 1989. p. 283-301
- FRANÇA & UNGARETTI Consultoria e Projetos S.C. Ltda. **Relatório sobre a Ruína da Ponte de Transposição do Rio Pinheiros, junto à Ponte do Socorro, que Suportava Três Adutoras**. São Paulo, maio 1989.
- GENTIL, V. **Corrosão**. 2. ed. Rio de Janeiro, Guanabara, 1987.
- GIØRV, O. E.; VENNESLAND, O.; EL-BUSAIDY, A. H. S. Diffusion of Dissolved Oxygen Through Concrete. **Materials Performance**, v. 25, n. 12, p. 39-44, 1986.
- GOMES, Luiz P.; BARRETO, Francisco A. Proteção Catódica para Piers de Atracação de Navios. **Construção Pesada**, v. 9, n. 99, p. 50-4, 1979.
- GONZALEZ FERNANDEZ, J. A. **Teoría y Práctica de la Lucha Contra la Corrosión**. Madrid, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, 1984.
- GONZALEZ, J. A. et al. On-site Detection of Corrosion in Reinforced Concrete Structures. **Materials and Structures**, v. 24, n. 143, p. 346-50, Sept. 1991.
- GOUDA, V. K. Corrosion and Corrosion Inhibition of Reinforcing Steel. **British Corrosion Journal**, v. 5, Sept. 1970.
- GREGER, Martín. Corrosion of Steel Due to the Carbonation of Concrete. In: **International Symposium on Durability of Concrete**, Praga, 1969. **Proceedings**. Praga, RILEM, 1969. p. D219-39
- GRUPO ESPAÑOL del HORMIGÓN. **Encuesta sobre Patología de Estructuras de Hormigón**. Madrid, GEHO, feb. 1992. (Boletín, 10)
- HANSSON, Carolyn M. & BERKE, Neal S. Chlorides in Concrete. In: **Symposium on Pore Structure and Permeability of Cementitious Materials**, Boston, Nov. 1988. **Proceedings**. Materials Research Society, v. 137, p. 253-70, 1988.

- HAUSMANN, D. A. Steel Corrosion in Concrete: How Does It Occur? *Materials Protection*, v. 11, n. 6, p. 19-23, Nov. 1967.
- HELENE, P. R. L. Corrosão das Armaduras em Concreto Armado. In: *Simpósio de Aplicação da Tecnologia do Concreto*, 4., Campinas, 1981. SIMPATCON: Anals. Campinas, Concrelix, 1981.
- Corrosão de Armaduras para Concreto Armado. *A Construção São Paulo*, v. 37, n. 1983, p. 15-20, mar. 1984.
- Corrosão em Armaduras para Concreto Armado. São Paulo, IPT, PINI, 1986.
- Corrosión de lãs Armaduras en el Hormigón Armado. *Cemento-Hormigón*, v. 54, n. 591-93, feb./mar./abr. 1983.
- Diagnóstico da Corrosão de Armadura e Vida Útil Residual de Estruturas de Concreto. In: *Seminário FOSROC/RENA sobre Patologia das Estruturas de Concreto: Uma Visão Moderna*, Salvador, dez. 1992. Anals. Salvador, Rena, Fosroc, 1992.
- La Agressividad del Medio y la Durabilidad del Hormigón. *Hormigón*, AATH, n. 10, p. 25-35, mayo. ago. 1983.
- *Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto*. 2. ed. São Paulo, PINI, 1992.
- HELENE, P. R. L.; OLIVEIRA, Paulo S. F. Combate à Corrosão. *Revista IBRACON*, v. 1, n. 2, p. 13-21, set.out. 1991.
- HELENE, P. R. L.; REPETTE, Wellington L. Metodologia e Recursos para Avaliação de Estrutura de Concreto. In: *Simpósio sobre Patologia das Edificações: Prevenção e Recuperação*. Porto Alegre, out. 1989. Anals. Porto Alegre, CPGEC, UFRGS, 1989. p. 5-32
- HOLDEN, W. R.; PAGE, C. L.; SHORT, N. R. The Influence of Chlorides and Sulphates on Durability. In: Alan P. Crane, ed. *Corrosion of Reinforcement In Concrete Construction*. London, Society of Chemical Industry, Ellis Horwood, 1983. p. 143-50
- HOPE, Brian B.; IP, Alan K. C. Corrosion of Steel in Concrete Made with Slag Cement. *ACI Materials Journal*, v. 84, n. 6, p. 525-31, Nov. Dec. 1987.
- INSTITUTO de PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. Avaliação das Causas de Corrosão das Armaduras dos Brises da Fachada do Centro de Ciências da Saúde da Universidade Federal de Pernambuco. São Paulo, 1980. (Parecer IPT, 1.449)
- Corrosão de Armaduras de Lajes de Forro de Conjunto Habitacional em Vitória-ES. Estudo de Causas e Proposta de Solução. São Paulo, 1980. (Relatório IPT, 14.180)
- Levantamento das Causas de Corrosão e Propostas para Recuperação de Pilares do Andar Térreo do Edifício Pescara. São Paulo, 1978. (Relatório IPT, 11.875)
- Levantamento dos Materiais para Concreto Disponíveis na Região Metropolitana de Salvador e Inspeção Técnica dos Acessos de Concreto Armado dos Terminais de Ferry-Boat de Bom Despacho e São Joaquim. São Paulo, 1981. (Relatório IPT, 14.507)
- Recomendações para o Concreto a ser Empregado no Reforço de Fundações do Galpão de Galvanoplastia da V.D.O. do Brasil-Ind. e Com. de Medidores Ltda. São Paulo, 1980. (Relatório IPT, 14.129)
- Verificação do Grau de Deterioração da Parede Diafragma da Estação São Bento. São Paulo, 1980. (Relatório IPT, 13.222)

- INSTITUTO de PESQUISAS TECNOLÓGICAS do ESTADO de SÃO PAULO S.A. *Métodos de Análises Químicas Adotados no IPT. São Paulo, 1984. (Boletim, 25)*
- JAGERMANN, C. Effect of Water-Cement Ratio and Curing on Chloride Penetration into Concrete Exposed to Mediterranean Sea Climate. *ACI Materials Journal*, Jul. Aug. 1990.
- JAPAN SOCIETY of CIVIL ENGINEERS. *Standard Specification for Design and Construction of Concrete Structures*. Tokyo, 1986. part 2, p.17. (SP-2)
- JONES, Denny A. *Principles and Prevention of Corrosion*. New York, 1992.
- KLARIC, Milan E.; GALUPPO, Juan C. La Corrosión de las Estructuras de Hormigón - Su Relación con Algunas Especificaciones Técnicas Actuales. In: *COLLOQUIA 85*, Buenos Aires, oct. 1985. v.2
- KOLLEK, J. J. The Determination of the Permeability of Concrete to Oxygen by the Cembureau Method. A Recommendation. *Materials and Structures*, v. 22, p.225-30, 1989.
- KRUGER, Jeromé. The Nature of the Passive Film on Iron and Ferrous Alloys. *Corrosion Science*, v. 29, n. 2-3, p. 149-62, 1989.
- LAMBERT, P.; PAGE, C. L.; VASSIE, P. R. W. Investigación of Reinforcement Corrosion. 2. Electrochemical Monitoring of Steel in Chloride- Contaminated Concrete. *Materials and Structures*, v. 24, p. 351-58, 1991.
- LAWRENCE, C. D. Permeability and Protection of Reinforced Concrete. In: *Concrete Structures - The Need for Protection*, Wakefield, 5 Dec. 1984. Anais. Wexham Springs, CCA, 1986.
- LEEMING, M. B. Corrosion of Steel Reinforcement in OffShore Concrete. Experience from the Concrete-in-the-Oceans Programme. In: Alan P. Crane, ed. *Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction*. London, Society of Chemical Industry, Ellis Horwood Limited, 1983. p. 59-78
- LIAM, K. C.; ROY, S. K. & NORTHWOOD, D. O. Chloride Ingress Measurements and Corrosion Potential Mapping Study of a 24-year-old Reinforced Concrete Jetty Structure in a Tropical Marine Environment. *Magazine of Concrete Research*, v. 44, n. 160, p. 205-15, Sept. 1992.
- LIBÓRIO, Jefferson B. L. *Estudo Patológico das Construções de Argamassa Armada Existentes no Brasil*. São Carlos, 1990. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.
- LICHTENSTEIN, Norberto B. *Patologia das Construções: Procedimento para Formulação do Diagnóstico de Falhas e Definição de Conduta Adequada à Recuperação de Edificações*. São Paulo, 1985. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica. Universidade de São Paulo.
- LIMA, Maryangela G. *Influência dos Componentes do Concreto na Corrosão das Armaduras*. Porto Alegre, 1989. Dissertação (Mestrado). Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- LONGUET, P., BURGLEN, L.; ZELWER, A. La Phase Liquide du Ciment Hydraté. *Revue de Matériaux de Construction et de Travaux Publics*, n.676, p. 35-41, 1973.
- LUDWIG, R.; ALMEIDA, Sérgio A. S. Controle da Corrosão por Sulfatos no Projeto de Interceptores de Esgoto. *Revista D.A.E.*, v. 34, n. 121, p. 70-81, 1979.
- MACKENZIE, S. G. Techniques for Monitoring Corrosion of Steel in Concrete. *Corrosion Prevention and Control*, n. 1, p. 11-7, Feb. 1987.
- MAGALHÃES, Catullo P.; FOLLONI, Ricardo; FURMAN, Horácio. Análise da Patologia das Obras de Arte do Município de São Paulo. In: *Simpósio Nacional de Reforços, Reparos e Proteção das Estruturas de Concreto*, São Paulo, maio 1989. Anais. São Paulo, EPUSP, 1989. p. 3-17

- MAGRINI FILHO, C. R. **Avaliação de Sistemas de Proteção para Concreto aparente.** Campinas, 1989. Dissertação (Mestrado). Departamento de Química. Universidade Estadual de Campinas.
- MAILVAGANAM, Noel P. **Repair and Protection of Concrete Structures.** Boca Raton, CRC Press, 1992.
- MANGAT, P. S.; MOLLOY, B. T. Factors Influencing Chloride-Induced Corrosion of Reinforcement in Concrete. **Materials and Structures**, v. 25, n. 151, p. 404-11, Aug. Sept. 1992.
- MASLEHUDDIN, M. et al. Corrosion of Reinforced Steel in Concrete Containing Slag or Pozzolans. **Cement, Concrete and Aggregates**, v. 12, n. 1, p. 24-31, summer 1990.
- MATOS, Oswaldo C. **Contribuição ao Estudo e Emprego de Técnicas Eletroquímicas no Controle da Corrosão de Armaduras de Concreto Armado.** São Paulo, 1991. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica. Universidade de São Paulo.
- MCCARTER, W. J.; FORDE, M. C.; WHITTINGTON, H. W. Resistivity Characteristics of Concrete. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v. 71, part 2, p. 107-17, Mar. 1981.
- MEHTA, P. K.; SCHIESSL, P.; RAUPACH, M. Performance and Durability of Concrete Systems. In: **International Congress on the Chemistry of Cement**, 9., New Delhi, Nov. 1992. **Proceedings**. s.n.t.
- MEHTA, P. Kumar. **Concrete in the Marine Environment.** New York, Elsevier, 1991.
- Durability of Concrete - Fifty Years of Progress? In: **Colóquio Internacional sobre Avanços nas Tecnologias de Produção e Reparo de Concretos em Meios Agressivos**, São Paulo, ago. 1992. **Anais**. São Paulo, EPUSP, 1992.
- Durability of Concrete - Fifty Years of Progress? In: V. M. Malhotra, ed. **Proceedings of the Second International Conference on Durability of Concrete**. Detroit, ACI, 1991. p.1-31 (SP-126)
- Durability of Concrete in Marine Environment- an Overview. In: —. ed. **Proceedings of Gerwick Symposium on Durability of Concrete in Marine Environment**. Berkeley, University of California, 1989.
- MIRANDA, Luiz R. M.; NOGUEIRA, Ricardo. Medidas de Potencial de Eletrodo em Armaduras de Concreto: Avaliação do Estado de Corrosão. In: **Seminário Nacional de Corrosão na Construção Civil**, 2., Rio de Janeiro, set. 1986. **Anais**. Rio de Janeiro, ABRACO, 1986.
- MIRANDA, T. R. V. Aplicação da Técnica de Medida de Impedância ao Estudo da Corrosão de Armaduras. In: **Seminário Nacional de Corrosão na Construção Civil**, 3., Rio de Janeiro, 1989. **Anais**. Rio de Janeiro, ABRACO, 1989. p.110-27
- MOLIN, C. **Evaluation of Field Test Methods for Gas Permeability.** Draft Report. RILEM TC 116-PCD, July 1990.
- MOLINARI, G. Deterioração do Concreto Provocado por Águas do Subsolo Contendo Anidrido Carbônico Agressivo. In: **Colóquio sobre a Durabilidade do Concreto Armado**, 2, São Paulo, jun. 1972. **Anais**. São Paulo, IBRACON, 1972.
- MONFORE, G. E. **The Electrical Resistivity of Concrete.** Skokie, Portland Cement Association, May 1968. (Bulletin, 224)
- NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto.** Trad. Salvador E. Giammusso. São Paulo, PINI, 1982.
- OLIVEIRA, Paulo S. F. Proteção e Manutenção das Estruturas de Concreto. **Engenharia**, n. 485, p. 11-26, nov. dez. 1991.



- OYE, B. A.; JUSTNES, H. Carbonation Resistance of Polymer Cement Mortars (PCC). In: V. M. Malhotra, ed. *Proceedings of the Second International Conference on Durability of Concrete*. Detroit, ACI, 1991. p. 1031-46 (SP 126-55)
- PAGE, C. L. Basic Principles of Corrosion. In: P. Schiessl, ed. *Corrosion of Steel in Concrete*. RILEM Technical Committee 60-CSC. London, Chapman & Hall, 1988.
- PAGE, C. L.; SHORT, N. R.; EI TARRAS, A. Diffusion of Chloride Ions in Hardened Cement Paste. *Cement and Concrete Research*, n.11, p. 395-406, 1981.
- PAGE, C. L.; VENNESLAND, O. Pore Solution Composition and Chloride Binding Capacity of Silica-Fume Cement Pastes. *Materials and Structures*, v. 16, n. 91, p. 19-25, Jan. Feb. 1983.
- PAPADAKIS, V. G.; FARDIS, M. N.; VAYENAS C. G. Effect of Composition, Environmental Factors and Cement-Lime Mortar Coating on Concrete Carbonation. *Materials and Structures*, v. 25, n. 149, p. 293-304, June 1992.
- PEREIRA, C. J.; RICE, R. W.; SKALNY, J. P. Pore Structure and its Relationship to Properties of Materials. In: *Symposium on Pore Structure and Permeability of Cementitious Materials*, Boston, Nov. 28-30, 1988. *Materials Research Society Symposium Proceedings*, v. 137, p. 3-21, 1988.
- PERRATON, D.; CARLES-GIBERGUES, A.; AITCIN, P. C.; THENOZ, B. Air Permeability Measurement. In: *Symposium on Pore Structure and Permeability of Cementitious Materials*, Boston, Nov. 28-30, 1988. *Materials Research Society Symposium Proceedings*, v. 137, p. 191-201, 1988.
- PETROCOKINO, M. D. Les Divers Aspects de la Corrosion des Armatures dans les Ouvrages en Béton Armé e Précontraint. *Annales de L'Institute Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, v.13, n. 153, p.915-36, 1960.
- PHILIPPOSE, K. E.; BEAUDOIN, J. J.; FELDMAN, R. F. Degradation of Normal Portland and Slag Cement Concrete under Load Due to Reinforcement Corrosion. In: *CANMET/ACI International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete*, 4., Stanbul, 1992. *Proceedings*. Detroit, ACI, 1992. p. 1491-508 (SP-132)
- POPOVICS, Sandor et al. Durability of Reinforced Concrete in Sea Water. In: Alan P. Crane, ed. *Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction*. London, Society of Chemical Industry, Ellis Horwood, 1983. p. 19-38
- PORRERO, Joaquin I. Causas que en la Practica Producen la Corrosión de las Armaduras de Concreto. Caracas, *Boletín IMME*, v. 12, n. 49, p. 25-49, 1975.
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. *Durability of Concrete Bridge Decks: A Cooperative Study*; final Report EB067.01E. Skokie, PCA, 1970.
- POURBAIX, Mareel. *Atlas of Electrochemical Equilibria in Aqueous Solutions*. Houston, NACE, 1974. p. 263-70
- . Significance of Protection Potential in Pitting and Intergranular Corrosion. *Corrosion*, NACE, v. 26, n. 10, p. 431-38, Oct. 1970.
- POWERS, Treval C. Structure and Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste. *Journal of the American Ceramic Society*, v. 41, n. 1, p. 1-6, 1958.
- PULLAR-STRECKER, Peter. *Corrosion Damaged Concrete. Assessment and Repair*. London, CIRIA, Butterworths, 1988.
- RAHARINAIVO, A.; GENIN, Jean-Marie R. Sobre la Corrosión de Armaduras de Hormigón en Presencia de Cloruros. *Materiales de Construcción*, v. 36, n. 204, p. 5-16, Oct. Nov. Dec. 1986.

- RASHEEDUZZAFAR. Influence of Cement Composition on Concrete Durability. *ACI Materials Journal*, v. 89, n. 6, p. 574-86, Nov. Dec. 1992.
- RASHEEDUZZAFAR; AL-SAADOUN, S.; AL-GAHTANI, A. S. Reinforcement Corrosion-Resisting Characteristics of Silica-Fume Blended-Cement Concrete. *ACI Materials Journal*, v. 89, n. 4, p. 337-46, July Aug. 1992.
- RASHEEDUZZAFAR; HUSSEIN, E.; AL-SAADOUN, S. S. Effect of Tricalcium Aluminate Content of Cement on Chloride Binding and Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete. *ACI Materials Journal*, v. 89, n.1, p. 3-12, Jan. Feb 1992.
- REINHARDT, H. W.; MIJNSBERGEN, J. P. G. In-situ Measurement of Permeability of Concrete Cover by Overpressure. In: *The Life of Structures. Physical Testing*. London, Butterworths, 1989. p.243-54
- REPETTE, Wellington L. *Contribuição à Inspeção e à Avaliação da Segurança de Estruturas Acabadas de Concreto Armado*. Porto Alegre, 1991. Dissertação (Mestrado). Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- REUNION INTERNATIONALE de LABORATOIRES D'ESSAIS et MATERIAUX. Corrosion of Reinforcement and Prestressing Tendons: a "State-of-Art" Report. Reported by RILEM Technical Committee 12-CRC. *Matériaux et Constructions*, v. 9, n. 51, p. 187-206, 1976.
- Measurement of Hardened Concrete Carbonation Depth: recommendation CPC-18. *Materials and Structures*, v. 21, n. 126, p. 435-5, Nov. 1988.
- RINCON, O. Corrosión del Refuerzo de Acero del Concreto. Caso Histórico "Puente Sobre el Lago de Maracaibo en Venezuela". *Revista Ibérica de Corrosión y Protección*, v. 18, n. 2-6, p. 293-304, 1987.
- ROSA, E.; McCOLHUM, B.; PETERS, O. *Electrolysis in Concrete*. s.l. National Bureau of Standards, 1918. (Technologic Paper, 18)
- RUIZ ANDRES, P. A Influência da Natureza do Aglomerante e suas Adições na Carbonatação de Argamassas e Concretos. In: *Simpósio Nacional de Reforços, Reparos e Proteção das Estruturas de Concreto*, São Paulo, maio 1989. *Anals. São Paulo, EPUSP*, 1989. p. 21-43
- SATO, N. *Passivity of Metals*. R. P. Frankenthal and J. Kruger, eds. Princenton, Electrochemical Society, 1978.
- SCALI, M. J.; CHIN, D.; BERKE, N. S. Effect of the Microsilica and Fly Ash Upon the Microstructure and Permeability of Concrete. In: J. Bayles; G. R. Gouda; A. Nisperos, eds. *International Conference on Cement Microscopy*, 9. Duncanville, Texas, 1987. *Anals. s.l. 1987*. p. 375-97
- SCHIESSL, P., ed. *Corrosion of Steel in Concrete: RILEM Report of the Technical Committee 60-CSC*. London, Chapman & Hall, 1988.
- SCHIESSL, P.; RAUPACH, M. Macrocell Steel Corrosion in Concrete Caused by Chlorides. In: V. M. Malhotra, ed. *Proceedings of the Second International Conference on Durability of Concrete*. Detroit, ACI, 1991. p. 565-83 (SP-126)
- Monitoring System for the Corrosion Risk of Steel in Concrete Structures. *Concrete International*, v. 14, n. 7, p. 52-5, July 1992.
- Untersuchungen zum Mechanismus der Bewehrungskorrosion im Bereich von Rissen. In: *Baustofftechnische Einflüsse auf Konstruktionen*. Berlin, Ernst & Sohn, Zum 60. Geburtstag von Hubert K. Hilsdorf, 1990. p. 583-99
- SCHWEITZER, P. A. Atmospheric Corrosion. In: —, ed. *Corrosion and Corrosion Protection Handbook*, 2. ed. Marcel Dekker. 1988. p. 23-32

- SCHWEITZER, P. A. *Corrosion and Corrosion Protection Handbook*. 2. ed. New York, Marcel Dekker, 1988.
- SELLEVOLD, E. J.; NILSEN, T. Condensed Silica Fume in Concrete: A World Review. In: V. M. Malhotra, ed. *Supplementary Cementing Materials for Concrete*. Ottawa, Canada Centre for Mineral and Energy Technology, 1987.
- SHACKELFORD, James F. *Introduction of Materials Science for Engineers*. New York, Macmillan, 3. ed., 1992.
- SHAFFER Jr., T. F. Aço Galvanizado para Estruturas de Concreto Armado. In: *Simpósio Sul-Americano de Corrosão Metálica, 2.*, Rio de Janeiro, 1971. *Anais*. Rio de Janeiro, ABRACO, IBP, 1971. p. 233-39
- SKALNY, P. Concrete Durability: A Multibillion-Dollar Opportunity. *Concrete International*, v. 10, n. 1, p. 33-5, Jan. 1988.
- SOMERVILLE, George. Service Life Prediction - An Overview. *Concrete International*, v. 14, n.11, p. 45-9, Nov. 1992.
- SORETZ, S. La Protección contra la Corrosión en los Hormigones Armado y Pretensado. *Materiales de Construcción*, n. 126, p. 30-54, 1967.
- SOZEN, M. A. Maintenance and Repair. *Concrete International*, v. 12, n. 9, p. 71-3, Sept. 1990.
- STARK, David. Influence of Design and Materials on Corrosion Resistance of Steel in Concrete. Skokie, PCA, 1989. (Research and Development Bulletin, RD098)
- 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, p. 56-63, Jan. 1957.
- STRATFULL, R. F. *Half-Cell Potentials and the Corrosion of Steel in Concrete*. California Department of Transportation. Sacramento, 1972. (Research Report, CA-HY-MR-5116-7-72-42)
- . Half-cell Potentials and the Corrosion of Steel in Concrete. *Highway Research Record*, n. 433, p. 12-21, 1973.
- SUZUKI, Kazuo et al. Some Phenomena of Macrocell Corrosion. In: C. L. Page; K. W. J. Treadaway; P. B. Bamforth, eds. *Corrosion of Reinforcement in Concrete*. London, Society of Chemical Industry, Elsevier, May 1990. p. 87-95
- TAMURA, H., NAGAYAMA, M.; SHIMOZAWA, K. Effect of Concrete Cover on the Monitoring of Steel in Concrete. In: C. L. Page; K. W. J. Treadaway; P. B. Bamforth, eds. *Corrosion of Reinforcement in Concrete*. London, Society of Chemical Industry, Elsevier, May 1990. p. 372-83
- TANAKA, D. K. et al. Corrosão Atmosférica. In:—, ed. *Corrosão e Proteção contra a Corrosão de Metals*. São Paulo, IPT, 1979. p. 59-74 (publicação IPT, 1127)
- TANAKA, D. K.; UEMOTO, K. L.; WOLYNEC, S. Corrosão de Canos Galvanizados por Argamassa com Aditivos. In: *Simpósio Nacional de Corrosão na Produção e Utilização do Alcool*. Rio de Janeiro, 1981. *Anais*. Rio de Janeiro, ABRACO, FTI, 1981. p.47-59
- THOMAS, M. D. A.; MATTHEWS, J. D. Carbonation of Fly Ash Concrete. *Magazine of Concrete Research*, v. 44, n. 160, p. 217-28, Sept. 1992.
- TONELLI, Regina H.; HELENE, P. R. L. O Indiscutível Valor das Normas. *Dirigente Construtor*, v. 71, n. 11, p. 40-5, nov. 1985.

- TORRENT, Roberto J. A Two-Chamber Vacuum Cell for Measuring the Coefficient of Air-Permeability of the Concrete Cover on Site.** s.l. Holderbank, May 1991. (Report MA.91/3878/E)
- **Importancia de la Calidad del Recubrimiento para la Durabilidad de las Estructuras. Su Evaluación "in-situ".** In: Seminário Técnico CB-18 Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados da ABNT & CIMINAS, São Paulo, 29 out. 1992. Anais. São Paulo, 1992.
- TREADAWAY, K. W. J.; COX, R. N.; BROWN, B. L. Durability of Corrosion Resisting Steels in Concrete.** Proceedings of the Institute of Civil Engineers, v. 86, part 1, p. 305-31, Apr. 1989.
- TRIKHA, D. N. et al. Corrosion Studies in Ferrocement Structures.** Journal of Ferrocement, v.14, n. 3, p. 221-33, July 1984.
- TUUTTI, Kyosti. Corrosion of Steel in Concrete.** Stockholm, Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982.
- UHLIG, H. H. Passivity of Metals.** In: R. P. Frankenthal; J. Kruger, eds. Princeton, Electrochemical Society, 1978.
- VAIDERGORIN, Evelyne Y. L.; DANTAS, Francisco A. S. Determinação de Cloretos em Concretos Endurecidos.** In: Seminário sobre Inspeção do Concreto, São Paulo, ago. 1984. Anais. São Paulo, IBRACON, 1984.
- **Reconstituição de Traço de Concretos Endurecidos.** In: Seminário sobre Inspeção do Concreto, São Paulo, ago. 1984. Anais. São Paulo, IBRACON, 1984.
- VARELA, H. D.; ESPINOZA, L. V. M. Penetrabilidad de Iones Cloruros en Morteros con y sin Revestimiento.** In: Jornadas Chilenas del Hormigón. Santiago del Chile, oct. 1988. Anais. Santiago, 1988. p. 82-91
- VASSIE, P. R. W. A Survey of Site Tests for the Assesment of Corrosion in Reinforced Concrete.** Crowthorne, Transport and Road Research Laboratory, 1980. (TRRL Laboratory Report, 953)
- VENNESLAND, Ø.; GJØRV, Ø. E. Silica Concrete-Protection Against Corrosion of Embedded Steel.** In: **ACI, Fly Ash, Silica Fume, Slag, and Other Mineral by-Products in Concrete.** Detroit, 1983. v. 2, p. 719-29 (SP-79)
- VENTURA, B. P.; ORTEGA, E. B.; ANDRADE, C. La Agresividad Ambiental y la Durabilidad de las Estructuras de Hormigón.** Informes de la Construcción, v. 38, n. 388, p. 17-23, mar. abr. 1987.
- WALLBANK, E. J. The Performance of Concrete in Bridges. A Survey of 200 Highway Bridges.** London, Her Majesty's Stationery Office-HMSO, Apr. 1989.
- WEXLER, Silvana B. et al. Manual de Proteção Contra a Corrosão Durante Armazenamento e Transporte.** São Paulo, IPT, 1976. (Publicação 1.099)
- WOLF, Jairo; Dal MOLIN, Denise. Carbonatação de Argamassas e Concretos. Fatores Intervenientes.** In: Simpósio sobre Patologia das Edificações: Prevenção e Recuperação. Porto Alegre, out. 1989. Anais. Porto Alegre, CPGEC, UFRGS, 1989. p. 118-33
- WOLYNEC, Stephan. Corrosão Conjugada a Tensão é Ameaça nos Aços Protendidos. O Dirigente Construtor,** v. 1, n. 1-2, p. 49-53, 1964.
- YAMATO, T.; SOEDA, M.; EMOTO, Y. Effects of Condensed Silica Fume on the Corrosion of Steel in Concrete.** In: International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete, 4., Istanbul, 1992. Proceedings: Supplementary Papers. Ottawa, CANMET, ACI, 1992. p. 549-67