

**Universidade Federal de Santa Catarina**

**DURABILIDADE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO  
ARMADO EM AMBIENTE MARINHO:  
ESTUDO DE CASO**

**Wilson Kopsch**

**Florianópolis-SC, Agosto 2001**

**WILSON KOPSCH**

**DURABILIDADE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO  
ARMADO EM AMBIENTE MARINHO:  
ESTUDO DE CASO**

**Dissertação apresentada ao Curso de Pós-  
Graduação em Engenharia Civil da  
Universidade Federal de Santa Catarina,  
como parte dos requisitos para obtenção do  
título de mestre em Engenharia Civil.**

**Fiorianópolis  
Agosto 2001**

**DURABILIDADE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO  
ARMADO EM AMBIENTE MARINHO:  
ESTUDO DE CASO**

**WILSON KOPSCH**

**Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da  
Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para obtenção do  
título de mestre em Engenharia Civil.**

**Área de Concentração: Estruturas**

**Orientador: Prof. Ivo José Padaratz (PhD)**

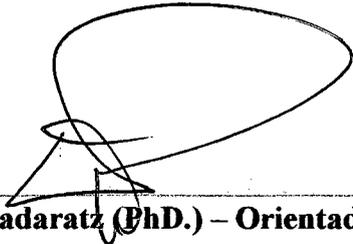
**Florianópolis**

**Agosto 2001**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL.**

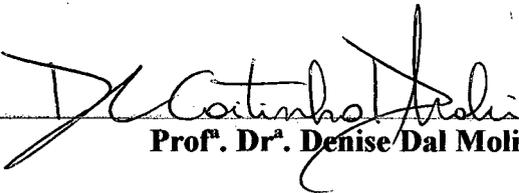
**FOLHA DE APROVAÇÃO**

**Dissertação defendida e aprovada em 13-08-2001 pela comissão examinadora**



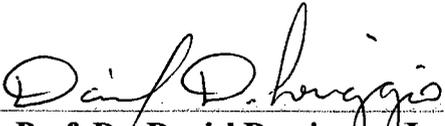
---

**Prof. Ivo José Padaratz (PhD.) – Orientador – Moderador**



---

**Prof. Dr. Denise Dal Molin**



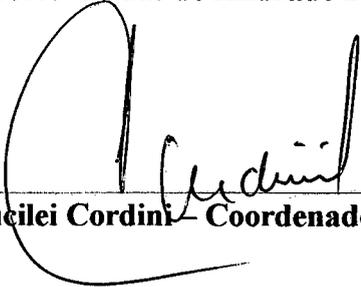
---

**Prof. Dr. Daniel Domingues Loriggio**



---

**Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto (PhD.)**



---

**Prof. Dr. Jucilei Cordini – Coordenador do CPGEC**

KOPSCH, Wilson. *Durabilidade de Estruturas de Concreto Armado em Ambiente Marinho: Estudo de Caso*. Florianópolis, 2001. 175p. Dissertação ( Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Ivo José Padaratz

Defesa: 13/08/2001

Neste trabalho estuda-se os efeitos do meio ambiente marinho sobre os elementos estruturais de uma ponte rodoviária em concreto armado. O estudo priorizou a avaliação da deterioração estrutural decorrente de corrosão das armaduras, provocada pelo ataque de íons cloreto impregnados a partir do meio ambiente de exposição. A determinação da concentração de íons cloreto solúveis em água, em diversos pontos de superfícies laterais de um apoio localizado dentro do mar, revelou a ocorrência de valores variáveis com a profundidade do concreto, com a distância em relação ao nível de água e a orientação destas superfícies, caracterizando diferentes zonas de exposição e riscos de corrosão das armaduras. Os resultados são ponderados para a avaliação de intervenções na obra e referências para futuros projetos.

**À esposa Célia, que soube entender os transtornos decorrentes do desafio.**

**A filha Aline, pelas palavras de ânimo em momentos de desânimo, dedicação e zelo na revisão e composição do trabalho final.**

**Ao filho Alysson, que reconheceu as dificuldades e a validade do desafio, auxiliando na etapa de coleta de amostras in loco.**

**Aos meus pais, Arnold e Maria, que são os responsáveis pela concretização do atual desafio, pois com o suor de seus rostos e mãos calejadas pelo trabalho árduo, acumularam o dinheiro necessário para custear os meus estudos iniciais, e que possibilitaram o ingresso na UFSC e a graduação em engenharia civil.**

## **AGRADECIMENTOS**

A minha gratidão, em primeiro lugar, ao Único e Eterno Deus que preservou a minha vida com dignidade, e presenteou-me com os meios necessários para que eu alcançasse o objetivo almejado.

Aos professores do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, pela confiança, paciência, ensino sugestões e orientações durante o curso, assim como à outros servidores que dispensaram atendimentos de ordem administrativa e de outra natureza.

Aos servidores do DER/SC, que me auxiliaram direta ou indiretamente de vários modos durante a duração do curso, inclusive nos aspectos de compreensão, confiança e valorização do desafio empreendido.

A outras pessoas, anônimas, que de alguma forma contribuíram e auxiliaram em alguma atividade relacionada ao desenvolvimento do trabalho.

---

## SUMÁRIO

---

Lista de Figuras	i
Lista de Gráficos	iv
Lista de Tabelas	vi
Resumo.	viii
Abstract	ix

### 1 INTRODUÇÃO

1.1 Importância e relações básicas do concreto armado	1
1.1.1 Características e Qualidades	1
1.1.2 Interação entre poros e água e mecanismos de transporte	2
1.1.3 Critérios de Segurança	3
1.1.4 Condições Ambientais	4
1.1.5 Deterioração	5
1.1.6 Durabilidade	7
1.2 Limitações	9
1.3 Objetivos	11
1.3.1 Objetivo Geral	11
1.3.2 Objetivos Específicos.	11
1.4 Metodologia	12

### 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Estrutura do concreto	15
2.1.1. Estrutura de pasta de cimento endurecida	15
2.1.2 Estrutura da zona de transição	18
2.2 Porosidade	18
2.3 Permeabilidade	20
2.3.1 Permeabilidade da pasta de cimento endurecida	20
2.3.2 Permeabilidade do concreto	24
2.4 Mecanismos de fixação de fluídos no concreto	24
2.5 Mecanismos de transporte de fluídos no concreto	25
2.5.1 Escoamento sob pressão (Permeabilidade)	26
2.5.2 Sucção Capilar	26
2.5.3 Difusão	27
2.5.4 Modos Combinados	28
2.6 Condições Ambientais	29
2.6.1 Água	29
2.6.2 Águas Agressivas	30
2.6.3 Ar Atmosférico	30
2.6.4 Solos Agressivos	31

2.6.5 Agentes Climáticos	31
2.7 Agressividade Ambiental	31
2.8 Concreto Armado exposto em ambiente marinho	33
2.8.1 Características da água do mar	33
2.8.2 Zonas básicas de exposição	35
2.8.3 Deterioração do concreto em ambiente marinho	37
2.8.4 Mecanismos de Transporte	38
2.9 Corrosão dos metais	40
2.9.1 Conceito	40
2.9.2 Corrosão metálica em meio aquoso	41
2.9.3 Potencial de eletrodo	41
2.9.4 Pilha eletroquímica	42
2.10 Passivação do aço no concreto	44
2.11 Corrosão do aço no interior de elementos de concreto armado	46
2.11.1 Pilhas eletroquímicas no concreto armado	46
2.11.2 Condições básicas para a corrosão do aço no concreto	50
2.12 Mecanismos de corrosão do aço no concreto armado	52
2.13 Produtos da corrosão	54
2.14 Manifestações externas da corrosão do aço no concreto	55
2.15 Conseqüências da corrosão do aço no concreto	57
2.16 Despassivação da armadura	60
2.16.1 Carbonatação do concreto	61
2.16.2 Corrosão do aço no concreto por ataque de íons cloreto	65
2.16.3 Fatores de influência na corrosão do aço no concreto	74
2.17 Vida Útil	78
2.17.1 Conceito	78
2.17.2 Estimativa da vida útil de projeto	80
2.18 Avaliação da vida residual de estruturas de concreto armado	82
2.18.1 Avaliação através de processo quantitativo	83
2.18.2 Avaliação através de processo qualitativo	84
2.18.3 Avaliação através de processo modificado	88
2.18.4 Época e custos de intervenção	95
2.19 Bases gerais de projeto	97
2.19.1 Critério dos estados limites	97
2.19.2 Causas de deterioração de estruturas de concreto armado	97
2.19.3 Durabilidade de estruturas de concreto armado	100
2.19.4 Estratégias de projeto para a durabilidade de estruturas concreto	101

### **3 MATERIAL E MÉTODOS**

3.1 Estudo de Caso	107
3.2 Características geométricas e estruturais da obra	108
3.3 Características ambientais locais	109
3.4 Características dos materiais	110
3.5 Estado dos apoios	111

3.6 Elemento de estudo	114
3.7 Coleta de amostras	118
3.7.1 Amostras para determinação de concentração de íons cloreto	118
3.7.2 Amostras para verificação de carbonatação do concreto	120
3.7.3 Amostras para estimativa da atual resistência do concreto	122
3.8 Ensaaios	123
<b>4 RESULTADOS</b>	
4.1 Determinação de concentração de íons cloreto	125
4.2 Determinação da resistência à compressão do concreto com base nos corpos de prova extraídos da estrutura	131
4.3 Determinação da carbonatação do concreto	133
4.4 Previsão de vida útil	133
<b>5 ANÁLISE DOS RESULTADOS</b>	138
<b>6 CONCLUSÕES</b>	142
<b>7 RECOMENDAÇÕES</b>	146
<b>8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	149

---

## LISTA DE FIGURAS

---

### 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

<b>Figura 2.1</b> - Variação dimensional dos poros no concreto de cimento Portland	17
<b>Figura 2.2</b> – Fatores de influência na capilaridade em uma pasta de cimento	19
<b>Figura 2.3</b> - Relação entre permeabilidade e porosidade capilar de uma pasta de cimento.	21
<b>Figura 2.4</b> - Relação entre permeabilidade e relação água/cimento para pastas de cimento com 93% de hidratação de cimento.	22
<b>Figura 2.5</b> - Redução na permeabilidade de uma pasta de cimento com o progresso da hidratação, com relação $a/c=0,70$ .	22
<b>Figura 2.6</b> - Representação esquemática de materiais de porosidade similar, mas: (a) alta permeabilidade, com poros capilares interligados por canais largos, e (b) baixa permeabilidade, poros capilares segmentados e somente parcialmente interligados.	23
<b>Figura 2.7</b> - Concentração iônica típica de água do mar.	34
<b>Figura 2.8</b> - Zonas de Exposição em ambiente marinho	36
<b>Figura 2.9</b> - Deterioração de peças de concreto na água do mar.	37
<b>Figura 2.10</b> - Situação típica de pilha de aeração diferencial no concreto	47
<b>Figura 2.11</b> - Situações de pilha de concentração diferencial.	48
<b>Figura 2.12</b> - Situações para formação de pilha de tensão diferencial.	49
<b>Figura 2.13</b> - Pilha eletroquímica no concreto armado.	50
<b>Figura 2.14</b> - Reações de corrosão do aço no concreto.	52
<b>Figura 2.15</b> - Volume relativo de expansão dos produtos de corrosão.	55
<b>Figura 2.16</b> - Deterioração típica de elemento em concreto armado por corrosão da armadura.	56
<b>Figura 2.17</b> - Modelo simplificado do processo de carbonatação do concreto	61

<b>Figura 2.18 - Efeitos da carbonatação no concreto.</b>	<b>62</b>
<b>Figura 2.19 - Penetração de íons cloreto a partir do meio ambiente de exposição</b>	<b>66</b>
<b>Figura 2.20 - Corrosão localizada por ação de íons cloreto no aço</b>	<b>69</b>
<b>Figura 2.21 - Fatores intervenientes na concentração crítica de íons cloreto no concreto.</b>	<b>72</b>
<b>Figura 2.22 - Perfil típico de concentração variável com a profundidade de íons cloreto no concreto em ambiente marinho.</b>	<b>73</b>
<b>Figura 2.23 - Influência da umidade relativa no processo de carbonatação do concreto.</b>	<b>78</b>
<b>Figura 2.24 - Modelo Clássico De Vida Útil De Tuutti</b>	<b>79</b>
<b>Figura 2.25 - Desempenho da estrutura no transcorrer do tempo</b>	<b>80</b>
<b>Figura 2.26 – Níveis de danos estruturais devido à ação de ambiente marinho</b>	<b>87</b>
<b>Figura 2.27 – Lei de Sitter</b>	<b>96</b>
<b>Figura 2.28 - Durabilidade e desempenho de estruturas</b>	<b>103</b>

### **3 MATERIAIS E MÉTODOS**

<b>Figura 3.1 – Vista parcial da ponte</b>	<b>107</b>
<b>Figura 3.2 – Vista frontal típica dos apoios</b>	<b>108</b>
<b>Figura 3.3 – Vista lateral típica dos apoios</b>	<b>109</b>
<b>Figura 3.4 – Estado de deterioração localizada no apoio 10</b>	<b>112</b>
<b>Figura 3.5 – Estado superficial do bloco de coroamento no apoio 10.</b>	<b>113</b>
<b>Figura 3.6 – Locais de coleta de amostras no pilar norte, face norte</b>	<b>115</b>
<b>Figura 3.7 – Locais de coleta de amostras no pilar sul, face sul</b>	<b>115</b>
<b>Figura 3.8 – Vista lateral do apoio 10, pilar norte, face norte</b>	<b>116</b>

<b>Figura 3.9 – Vista frontal do apoio 10, com andaimes no pilar sul, face sul</b>	<b>117</b>
<b>Figura 3.10 – Insolação diferenciada no pilar norte, face norte, do apoio 10.</b>	<b>117</b>
<b>Figura 3.11 – Furos executados por ponto de amostra</b>	<b>119</b>
<b>Figura 3.12 – Vista lateral do coletor de amostras de material em pó</b>	<b>120</b>
<b>Figura 3.13 - Local de retirada de amostras do pilar sul, face sul.</b>	<b>121</b>
<b>Figura 3.14 - Local de retirada de amostras do pilar norte, face norte.</b>	<b>121</b>
<b>Figura 3.15 – Locação da extração dos testemunhos no apoio 10</b>	<b>122</b>
<b>Figura 3.16 – Detalhe de furo de extração de testemunho de concreto.</b>	<b>123</b>

---

## LISTA DE GRÁFICOS

---

### 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

**Gráfico 2.1** - Perda de seção em função da velocidade de corrosão para D=20mm. 90

**Gráfico 2.2** - Perda de seção em função da velocidade de corrosão para D=10mm. 90

**Gráfico 2.3** - Redução do Momento Fletor x Velocidade de Corrosão D= 12,5mm 93

**Gráfico 2.4** - Redução de momento fletor x velocidade de corrosão D= 20,0 mm 94

### 4 RESULTADOS

**Gráfico 4.1** - Concentração de íons cloreto solúveis em água no pilar sul face sul 128

**Gráfico 4.2** - Concentração de íons cloreto solúveis em água no pilar norte, face norte. 129

**Gráfico 4.3** – Variação de concentração de íons cloreto solúveis em água no pilar sul, face sul. 130

<b>Gráfico 4.4</b> – Variação de concentração de íons cloreto solúveis em água no pilar norte, face norte.	131
<b>Gráfico 4.5</b> – Perfil ajustado de teor de íons cloreto solúveis em água em relação a profundidade no nível 11,94m (ponto 10)	134
<b>Gráfico 4.6</b> – Perfil ajustado de teor de íons cloreto solúveis em água em relação a profundidade no nível 8,54m (ponto 11)	135

---

## LISTA DE TABELAS

---

### 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

<b>Tabela 2.1 - Tabela de valores limites de íons cloreto</b>	<b>70</b>
<b>Tabela 2.2 - Níveis de danos segundo CEB 162</b>	<b>84</b>
<b>Tabela 2.3 - Valores estimados da relação de capacidade</b>	<b>84</b>
<b>Tabela 2.4 - Critérios de urgência de intervenção</b>	<b>85</b>
<b>Tabela 2.5 - Agressividade ambiental conforme o tipo de ambiente</b>	<b>103</b>
<b>Tabela 2.6 – Classificação da agressividade segundo as condições de exposição</b>	<b>104</b>

### 4 RESULTADOS

<b>Tabela 4.1 - Concentração de íons cloreto solúveis em água no apoio 10 – pilar sul face sul</b>	<b>125</b>
<b>Tabela 4.2 - Concentração de íons cloreto solúveis em água no apoio 10 - pilar norte, face norte.</b>	<b>126</b>
<b>Tabela 4.3 - Concentração de íons cloreto solúveis em ácido no apoio 10 - pilar norte, face norte.</b>	<b>126</b>

<b>Tabela 4.4 - Concentração de íons cloreto solúveis em água no pilar sul, face sul</b>	<b>128</b>
<b>Tabela 4.5 - Concentração de íons cloreto solúveis em água no pilar norte, face norte</b>	<b>129</b>
<b>Tabela 4.6 -Resumo dos resultados da resistência à compressão do concreto.</b>	<b>132</b>

## **DURABILIDADE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO: ESTUDO DE CASO.**

Eng Civil Wilson Kopsch

### **RESUMO**

As estruturas de concreto armado, expostas em ambiente marinho, apresentam um risco natural de deterioração por corrosão de armaduras, devido à elevada agressividade dos diversos compostos salinos presentes na água do mar. O risco de corrosão pode aumentar significativamente a partir das soluções estruturais adotadas, dos tipos dos materiais empregados, dos cuidados de execução, do uso e da manutenção das obras.

A exposição das estruturas de concreto ao meio ambiente marinho implica em ações físicas e químicas, cujos efeitos resultantes não são considerados como cargas ou efeitos de ações no projeto estrutural, indicando que os conceitos clássicos de segurança nas estruturas não são suficientes para assegurar a sua durabilidade.

No litoral leste do Estado de Santa Catarina, banhado pelo Oceano Atlântico, está localizada a Ponte Colombo Salles, em serviço desde 1975 e que apresenta diversos apoios posicionados dentro do mar. O presente trabalho avalia a ação do meio ambiente marinho em elementos desta ponte, nos quais constatou-se a variação da concentração de íons cloreto solúveis com a profundidade do concreto, uma variação na distribuição destes valores nas faces norte e sul dos pilares, bem como a superação do valor crítico(0,4%) para esta concentração ao nível das armaduras, em determinadas regiões dos elementos do apoio.

Palavras-Chave: Concreto, Durabilidade, Marinho.

## **STRUCTURES OF REINFORCED CONCRETE IN MARINE ATMOSPHERE: CASE APPLICATION.**

Wilson Kopsch (Civil Engineer)

### **ABSTRACT**

The structures of reinforced concrete, exposed in marine atmosphere, present a natural risk of deterioration for reinforcement corrosion, due to the high aggressiveness of the several composed saline presents in the water of the sea. The corrosion risk can increase, significantly starting from the adopted structural solutions, of the types of the materials, of the execution cares, of the use and of maintenance of the structures.

The exhibition of the concrete structures in the marine atmosphere implicates physical and chemical reactions whose resulting effects are not considered as loads or effects of actions in the structural project, characterizing that the classic concepts of the safety in the structures are not sufficient to assure durability.

In the east coast of State Santa Catarina, is located the Colombo Salles' bridge, in service since 1975, with several supports positioned inside of the sea. The present work evaluates the influence of the marine environment on the elements of the bridge, and the variation of the chloride ions concentration and its water solubility. Its related to the profundity of the concrete, as to the variations of the law distribution on the opposed faces on the south side and north side, as to overcome this concentration of the critical value(0,4%) in some regions this support.

**Keywords:** Concrete, Durability, Marine

## **1 INTRODUÇÃO**

### **1.1 Importância e relações básicas do concreto armado**

#### **1.1.1 Características e qualidades**

O emprego do concreto de cimento Portland com finalidade estrutural, em todos os tipos de obras e com seus diferentes modos de utilização, é decorrente de inegáveis vantagens técnicas e econômicas deste material de construção em relação aos outros tipos de materiais alternativos. Dentre as vantagens destaca-se o bom desempenho frente aos diversos tipos de solicitações, proporcionado pela ação conjunta e solidária do concreto com os aços estruturais. O concreto proporciona uma proteção de dupla natureza ao aço contra a corrosão, a saber, a proteção física contra danos externos por ação física ou mecânica e contato direto de agentes agressivos do meio ambiente de exposição da estrutura, enquanto que a proteção química é caracterizada pela elevada alcalinidade natural do concreto envolvente do aço (HELENE, 1986).

Neste ambiente de elevada alcalinidade há a formação de uma película sobre a superfície das barras de aço que, devido ao seu caráter passivo, exerce uma função protetora do aço embutido no concreto contra a corrosão eletroquímica. Se esta película estiver totalmente estabelecida e permanecer estável e intacta, existe a preservação por tempo indeterminado do aço embutido no concreto contra a corrosão, desde que o concreto seja de qualidade adequada (MEHTA, 1992), não sofra fissuras de retração plástica devido à gradientes térmicos, de carregamentos ou de outras origens e não mude as suas características físicas e químicas por ação do meio ambiente, mesmo na presença de outras condições favoráveis, como a disponibilidade de oxigênio e água. Nestas condições, o concreto pode ser admitido durável por um período de tempo ilimitado.

O concreto de cimento Portland é um material essencialmente poroso devido à sua constituição, diante da impossibilidade de preencher a totalidade dos vazios entre os agregados com uma pasta de cimento. Para concretos comuns, os vazios capilares são resultantes da necessidade de utilização na mistura de uma quantidade de água superior à necessária para a hidratação do cimento, e com a sua evaporação posterior, ocorre a formação de espaços sem preenchimento. Assim como no processo de hidratação do cimento, os volumes absolutos de cimento e água intervenientes nas reações químicas diminuem com a hidratação, verificando-se ainda durante a mistura do concreto, uma incorporação inevitável de ar à massa (PETRUCCI, 1971).

### 1.1.2 Interação entre poros e água e mecanismos de transporte

Os poros constituem o conjunto de espaços vazios distribuídos no concreto, sendo que as suas principais características são volume, distribuição dimensional e intercomunicação relativa entre si e com as superfícies externas do concreto. Através dos poros interligados são possíveis o transporte de líquidos, gases e substâncias dissolvidas, de maneira que os diversos fluidos deslocam-se através do concreto de três modos, a saber, permeabilidade por pressão, sucção capilar e difusão iônica. A facilidade com a qual os fluidos podem ingressar no interior do concreto, é geralmente mencionada como permeabilidade, apesar de que o aspecto mais relevante é a penetrabilidade no concreto (NEVILLE, 1997).

A superfície livre dos poros de um material poroso, como o concreto de cimento Portland, tem um excesso de energia originário da falta de ligações com as moléculas vizinhas, que tende a equilibrar-se através da fixação de certa quantidade de vapor de água nas paredes dos poros, cujo mecanismo é chamado adsorção física. A espessura da película de água depende do grau de umidade no interior nos poros, e em determinadas condições os poros poderão estar totalmente cheios de água devido ao processo denominado de condensação capilar. A presença, em termos relativos, de uma elevada quantidade de poros com raios pequenos, transformam o concreto num

material possuidor de um elevado teor de água, mesmo que o ar circundante tenha baixo teor de umidade (CEB, 1993).

Os materiais porosos, como o concreto, absorvem e transportam água na forma líquida através da rede de poros capilares sempre que houver sua disponibilidade e contato, segundo o mecanismo chamado capilaridade. O mecanismo de fixação de umidade por capilaridade decorre da força de sucção exercida dentro do material hidrófilo, efeito este resultante da ação combinada da tensão superficial da água e das forças de adsorção das moléculas de água pelos poros. O efeito desta força é a ascensão de água nos poros capilares, cuja altura é regulada pelo equilíbrio entre as forças de adsorção da superfície e o peso da coluna de água nos poros (CEB, 1993).

### 1.1.3 Critérios de segurança

Segundo a maioria das normas vigentes e relativas a projeto de estruturas de concreto armado, a segurança nas estruturas é introduzida através do método dos estados limites, a fim de assegurar a resistência mecânica adequada contra a ruptura ou colapso de elementos estruturais ou da estrutura, e paralelamente exigir uma rigidez mínima da estrutura para a limitação contra deformações excessivas e controle da abertura de fissuras dos elementos (HELENE, 1997).

Segundo este enfoque conceitual, a resistência mecânica à compressão tornou-se a propriedade mais importante e valorizada do concreto armado, o que determinou o desenvolvimento tecnológico dos materiais direcionado para a obtenção de resistências cada vez maiores para os concretos, tendo em vista considerar-se que concreto resistente é sinônimo de concreto durável (NEVILLE, 1997). Este conceito vem sendo modificado após o advento e desenvolvimento do concreto de alto desempenho

#### 1.1.4 Condições Ambientais

As condições ambientais implicam em ações químicas e físicas atuantes sobre as estruturas de concreto armado, cujos efeitos não são considerados como cargas ou efeitos de ações na fase de projeto das estruturas. As condições atmosféricas gerais têm pouca importância para a durabilidade, porém o micro ambiente de exposição de um material de construção ou componente tem influência decisiva, já que este se insere ao macro ambiente modificado pela própria estrutura, atuando num local específico da superfície. Por exemplo, a exposição à chuva, à radiação solar, o contato com o solo, água subterrânea e água do mar pode ser fator decisivo para a durabilidade do elemento estrutural (CEB, 1993).

Na ausência de estudos mais específicos e para fins de projetos estruturais correntes, a agressividade ambiental pode ser avaliada de modo simplificado através da associação com classes de exposição para o concreto ou armadura, relacionadas às condições ambientais de exposição da estrutura ou partes dela. Uma classificação mais rigorosa consiste na avaliação do grau de agressividade do meio ambiente, com base na concentração efetiva de certas substâncias agressivas no meio aquoso em contato com a estrutura ou suas partes, comparando-se os resultados obtidos de análises químicas com os parâmetros de referência estabelecidos (ABNT, 2000).

O teor de umidade relativa do concreto pode ser igual à da atmosfera sob condições estacionárias, porém em condições variáveis, o concreto absorve água mais rapidamente do meio ambiente do que perde através de secagem posterior, sendo que conseqüentemente a sua umidade tende ser superior à umidade ambiental, valendo o mesmo princípio para elementos sujeitos a ciclos alternados de umidificação e secagem, que podem conduzir à saturação do concreto. Na água é, comum, a presença de dióxido de carbono, oxigênio e substâncias agressivas, tais como íons cloreto e sulfato que são necessários e causadores de corrosão da armadura e deterioração do concreto. (CEB, 1993).

### 1.1.5 Deterioração

O concreto não é um material de construção inerte e imune para as condições ambientais de exposição, porém instável ao longo do tempo nos aspectos de modificação de suas propriedades físicas e químicas, mediante o desenvolvimento de processo de interação entre os componentes da estrutura e os agentes do meio ambiente. Às conseqüências oriundas destes processos químicos e físicos que comprometem a durabilidade da estrutura, chama-se deterioração, e os agentes agressivos são designados agentes de deterioração (RIPPER e SOUZA, 1998).

O tipo, a intensidade e o momento de ocorrência dos processos de deterioração dependem das propriedades do material, especialmente da sua permeabilidade, da tipologia estrutural selecionada, da posição real da armadura, da natureza e do grau de agressividade do meio ambiente (CEB, 1993). A água é causadora de muitos processos físicos e químicos de deterioração, cujo poder está associado às suas propriedades peculiares como a grande capacidade de penetração em poros muito pequenos, face ao tamanho reduzido de suas moléculas, a sua elevada tensão superficial, a apresentação de uma maior temperatura de evaporação dentre os líquidos sem a mudança de sua condição de estado líquido, a sua notável capacidade de dissolver sais, ácidos e bases inorgânicas, bem como de dissociar as substâncias ionizáveis (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

A principal causa de deterioração das estruturas de concreto é a corrosão eletroquímica da armadura disposta no concreto, provocada principalmente por dois mecanismos que são a despassivação por carbonatação do concreto e ataque à armadura por ação de íons cloreto (CEB, 1983). A carbonatação é um fenômeno natural verificado nas estruturas expostas ao dióxido de carbono contida na atmosfera, o que reduz a elevada alcalinidade do concreto, causando assim a despassivação da armadura e posteriormente, a corrosão generalizada. A deterioração por ataque de íons cloreto é provocada por substâncias incorporadas ao concreto na época da mistura, ou mediante a

impregnação das superfícies externas com agentes disponíveis no meio ambiente de exposição das estruturas.

A deterioração causada por corrosão de armadura manifesta-se sob a forma de expansão, fissuração, formação de lascas e desprendimento do concreto de recobrimento, o que provoca o comprometimento estrutural dos elementos devido à perda de aderência entre o aço e concreto e na diminuição da seção transversal da armadura, condição esta que implica na redução da capacidade resistente e de rigidez, bem como de prejuízo estético às superfícies aparentes. De um modo geral, quase todos os mecanismos de deterioração podem ser assimilados ao modelo simples e composto de duas fases, a saber, fase de iniciação e fase de propagação (CASCUDO, 1997).

As causas dos processos de deterioração das estruturas de concreto armado podem ser classificadas em intrínsecas e extrínsecas. As causas intrínsecas são inerentes às próprias estruturas e entendidas como elementos físicos, isto é, são originárias dos materiais e elementos estruturais, enquanto que as causas extrínsecas são aquelas que independem do corpo da estrutura em si, bem como da composição interna do concreto, podendo ser, de outro modo, consideradas como fatores que afetam a estrutura do meio exterior para o interior da mesma (RIPPER e SOUZA, 1998).

Os problemas de durabilidade das estruturas de concreto, decorrentes da deterioração do concreto ou armadura são registrados em todo o mundo, e com maior incidência nas estruturas de pontes (CHANDRA, 1994), podendo ser gerados na etapa de concepção da estrutura (projeto), na etapa de execução da estrutura (construção) e na etapa de utilização da estrutura (manutenção).

As mudanças das características físicas e químicas dos cimentos, que resultaram na obtenção de resistências mais elevadas e com desenvolvimento mais rápido destas no início do processo de endurecimento do concreto, possibilitaram uma redução sensível do consumo de cimento na mistura, considerando-se um concreto de mesma resistência e sob condição de cura

normal, bem como a redução do tempo de cura. Associado à estas vantagens econômicas e executivas, entretanto, é produzido um concreto com alto fator água/cimento, menor consumo de cimento e conseqüentemente mais poroso, menos impermeável, mais deformável e mais sensível à deterioração. É um caso típico resultante da utilização de um novo material ou metodologia, sob o pretexto de possuir determinadas vantagens, porém destituída de uma avaliação completa de todos os efeitos, inclusive os danosos. Esta situação caracteriza um paradoxo na questão da durabilidade do concreto, se comparada com o desenvolvimento tecnológico dos materiais e práticas construtivas (MEHTA, 1992).

O aproveitamento do desenvolvimento tecnológico nos materiais aço e cimento, o aprimoramento e otimização dos métodos construtivos e cálculos computacionais, a necessidade de redução de custos e a mudança dos padrões construtivos e arquitetônicos, implicaram em mudanças de tipologias estruturais caracterizadas pelo aumento de esbeltez dos elementos estruturais. Com seções transversais solicitadas praticamente pelas mesmas ações atuantes outrora em elementos com dimensões maiores, há a ocorrência de maiores deformações diferidas com o tempo, maior vulnerabilidade ao meio ambiente e aumento nos problemas de durabilidade (CUNHA, 2000).

#### 1.1.6 Durabilidade

Com a constatação da ocorrência de um elevado número de estruturas, deterioradas principalmente devido à corrosão de armadura, após a sua utilização por pequenos períodos de tempo após a sua construção, ficou evidente que os atuais e clássicos conceitos e métodos de introdução da segurança no projeto de estruturas de concreto armado, não asseguram durabilidade e nem são ferramentas adequadas para o cálculo e previsão de vida útil, advindo à necessidade de se considerar e se introduzir novas exigências (HELENE, 1997). É óbvio que o objetivo principal das construções atuais deve incluir tanto a resistência como a durabilidade, assim como a redução da permeabilidade do concreto deve ser a primeira linha do sistema de

proteção contra qualquer processo físico-químico de deterioração, segundo Povindar MEHTA e Paulo Monteiro (RIPPER e SOUZA, 1998).

O estudo da durabilidade das estruturas de concreto armado e protendido tem evoluído muito nos últimos anos, especialmente na área dos mecanismos de transporte de líquidos e de substâncias agressivas no concreto, bem como a sua quantificação através de modelos matemáticos associados com o tempo. O princípio básico de um lado é a necessidade de conhecer, avaliar e classificar o grau de agressividade do ambiente e por outro lado, de conhecer o concreto e a geometria da estrutura, a fim de estabelecer a correspondência entre a agressividade do meio ambiente em relação à durabilidade da estrutura de concreto (HELENE, 1997).

Segundo o conceito moderno, a durabilidade de uma estrutura de concreto é a sua capacidade de durante a vida útil para a qual foi projetada, as condições físicas e químicas às quais está exposta e que poderiam chegar a provocar a sua deterioração, como consequência de efeitos diferentes das cargas e solicitações consideradas em sua análise estrutural.

A estratégia para a durabilidade no projeto de uma estrutura de concreto incluirá, no mínimo, os aspectos de seleção de formas estruturais adequadas, consecução de uma qualidade adequada do concreto em especial de sua camada exterior, a adoção de uma espessura de recobrimento adequada para proteção das armaduras, o controle da abertura máxima de fissuras, a proteção superficial no caso de ambientes muito agressivos e adoção de medidas contra a corrosão das armaduras (EHE, 2000).

Entende-se por vida útil de uma estrutura o período de tempo contado a partir de sua colocação em serviço, durante o qual ela deva manter as condições de segurança, funcionalidade e aspecto aceitáveis, requerendo somente uma conservação normal adequada, porém sem exigências de operações de reabilitação (EHE, 2000). A vida útil de projeto é um parâmetro a ser definido pelo proprietário, previamente ao início do projeto. No caso de deterioração por corrosão de armadura, pode-se distinguir a vida útil de serviço, a vida útil última

ou total e a vida útil residual. A vida útil residual é o período de tempo durante o qual a estrutura ainda será capaz de desempenhar suas funções, contado a partir de uma inspeção (CASCUDO, 1997).

## 1.2 Limitações

As estruturas de concreto armado, localizadas num meio ambiente marinho, têm um interesse peculiar de estudos, uma vez que este ambiente constitui também dentro do contexto brasileiro, um meio natural não poluído de elevado grau de agressividade determinado pelos efeitos danosos associados às propriedades físicas e químicas de sais à base de cloretos, disponíveis em grandes concentrações na água do mar. Nos países do hemisfério norte, o uso de sais para degelo dos depósitos de gelo formados sobre as estruturas de concreto armado, é um ambiente não natural altamente agressivo.

Os íons cloreto, presentes no meio ambiente de exposição dos elementos estruturais, são impregnados sobre as superfícies externas dos elementos estruturais e podem penetrar para o interior da microestrutura porosa do concreto através de diversos mecanismos de transporte. Dependendo da profundidade de penetração e concentração de íons cloreto, assim como da ocorrência concomitante das outras condições necessárias para a formação de células eletroquímicas, estes agentes agressivos podem desencadear um processo de corrosão eletroquímica da armadura.

A condição para a despassivação das armaduras e a conseqüente fase de propagação do processo de corrosão é usualmente referida à verificação de concentração crítica de íons cloreto, na profundidade correspondente à posição das armaduras e cujos valores são variáveis de acordo com a norma de referência considerada (DURAR, 1998). Apesar da capacidade de fixação de parcela de íons cloreto através de reações químicas com produtos de hidratação do cimento, e da possibilidade de sua liberação posterior por ação de outros agentes agressivos do meio ambiente, basicamente será considerado de interesse, os íons cloreto solúveis em água e disponíveis na

solução aquosa dos poros do concreto, já que nesta condição o agente agressivo tem efetiva intervenção no processo de corrosão da armadura.

O estudo de deterioração da estrutura, causada por corrosão da armadura oriunda do ataque de íons agressivos, será desenvolvido nos aspectos de concentração de íons cloreto solúveis em água com relação à profundidade do concreto dos elementos estruturais (BORGES, 1998), considerando-se a particularidade que as amostras são oriundas da própria estrutura exposta ao meio ambiente marinho. A realização de medidas eletroquímicas nos elementos estruturais é um procedimento futuro, indicado para a localização e delimitação das áreas com potencialidade de corrosão, bem como para monitoramento das áreas recuperadas.

É sabido com base em experiências, que as estruturas de concreto localizadas em meio ambiente marinho apresentam diversas zonas de exposição com relação à corrosão da armadura. Normalmente existe uma vinculação do risco de corrosão com as zonas de exposição, constituindo-se a zona de respingos e de névoa salina como sendo as de maior risco (CEB, 1993) Deste modo, os estudos são limitados aos elementos estruturais situados acima do nível da água do mar, abrangendo o bloco de coroamento e pilares do apoio selecionado. Nestes elementos são considerados pontos em níveis diferentes e em superfícies com orientações geográficas diferentes, a fim de identificar possíveis influências de suas posições em relação ao nível de água e de outras condições ambientais, tais como direção de ventos predominantes, incidência de raios solares e de chuvas. A zona de variação entre marés corresponde aos segmentos superiores dos tubulões revestidos com camisa metálica, bem como aos trechos em balanço das placas pré-moldadas suspensas nas faces laterais do bloco, razões pelas quais esta zona não suscita interesse no contexto do estudo.

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivo Geral**

O objetivo geral do estudo é a avaliação dos efeitos da ação de agentes agressivos presentes no meio ambiente de exposição, sobre os elementos estruturais constitutivos do apoio de uma ponte rodoviária localizada em meio ambiente marinho. Com base nos resultados do estudo objetiva-se inferir quanto ao estágio de deterioração da estrutura, desempenho futuro e durabilidade desta parte da obra, visto tratar-se de uma importante obra pública inserida na infraestrutura viária que está em utilização num período de tempo de 27 anos. O projeto foi concebido sem os atuais conceitos e requisitos recomendados para assegurar a sua durabilidade, e sob uma visão preventiva, objetiva obter-se dados e informações que possam ser utilizados em outros estudos e projetos de estruturas de concreto, para obras inseridas em condições ambientais similares.

### **1.3.2 Objetivos Específicos**

Para a consecução do objetivo geral do estudo foram estabelecidas as seguintes atividades específicas:

- Avaliar a durabilidade e desempenho das estruturas de concreto armado no meio ambiente marinho, considerando o grau de agressividade natural do meio de exposição, aspectos climáticos locais, tempo de exposição, aspectos de projeto e de posicionamento dos elementos em relação à água do mar;
- Verificar a concentração de íons cloreto solúveis em água nos elementos estruturais, considerando que a corrosão da armadura induzida por íons cloreto é a principal causa de deterioração de estruturas expostas em meio ambiente marinho;

- Analisar o estágio de deterioração estrutural mediante a comparação dos valores de concentração de íons cloreto solúveis em água, ao nível da armadura, com os valores críticos recomendados pelas normas como condição suficiente para a despassivação das armaduras;
- Verificar a necessidade de intervenções na obra, baseada na ocorrência de níveis elevados de concentração de íons cloreto solúveis em água e em manifestações típicas de danos decorrentes de corrosão das armaduras;
- Sugerir parâmetros que possam ser adotados em projetos, segundo uma estratégia para garantir a durabilidade de estruturas de concreto armado expostas em meio ambiente marinho, considerando o comportamento da obra estudada e a ponderação da agressividade do meio ambiente;

#### **1.4 Metodologia**

Para o desenvolvimento deste estudo foram previstas, na seqüência, as seguintes atividades específicas:

- Realização de pesquisas para a obtenção de informações básicas relativas ao projeto de engenharia e executivo da obra, principalmente as características geométricas e estruturais de elementos nos aspectos de seção transversal, espessura do concreto de recobrimento, dosagem do concreto, época de execução, tipo de cura, seção transversal e tipos de aço usados.
- Realização de pesquisas para a obtenção de informações básicas relativas às condições climáticas e ambientais de exposição dos elementos estruturais.

- Extração direta de testemunhos de concreto de elemento estrutural para a obtenção de corpos de prova, destinados à realização de ensaios à compressão simples a fim de estimar a atual resistência característica à compressão do concreto da estrutura, e comparação com a resistência especificada no projeto.
- Elaboração de um plano de coleta de amostras em pó de concreto nos elementos estruturais estudados, distribuídas em diferentes níveis em relação ao nível da água do mar, e localizadas em superfícies com orientações geográficas diferentes.
- Realização de análises químicas das amostras de concreto em pó para a determinação da concentração de íons cloreto solúveis em água, e eventualmente a concentração de íons cloretos solúveis em ácido, ou íons cloreto totais.
- Determinação da concentração de íons cloreto solúveis em água no interior do concreto de recobrimento das armaduras, para os diversos níveis e superfícies de investigação.
- Comparação dos valores da concentração de íons cloreto solúveis em água no interior do concreto de recobrimento das armaduras, com os valores críticos admitidos para a fase de propagação do processo de corrosão, e avaliação quanto ao risco de deterioração dos elementos estrutural.
- Verificação preliminar da provável irrelevância do processo de carbonatação nos elementos estruturais devido às características ambientais no local.
- Estimativa, se possível, da vida útil de projeto e residual dos elementos estruturais segundo os modelos simplificados.

- **Proposição de intervenção objetivando assegurar o desempenho e a durabilidade dos apoios expostos ao ambiente marinho por um período de tempo aceitável para o tipo de obra, e sob um enfoque preventivo, de procedimentos para futuros projetos de estruturas de concreto armado localizadas em condições similares.**

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 Estrutura do concreto**

A moderna ciência dos materiais verificou que as propriedades de um material têm origem na sua estrutura interna, o que significa a viabilidade de modificação das propriedades do material através da introdução de mudanças adequadas na estrutura do material, bem como caracteriza a possibilidade do exercício de certo controle sobre as propriedades. Este fato torna importante entender as relações estrutura – propriedade, e especialmente os parâmetros que influenciam as características fundamentais do concreto, tais como a resistência mecânica e durabilidade.

O concreto de cimento Portland é um material composto de um meio contínuo aglomerante, constituído de uma matriz de pasta de cimento hidratado, na qual estão dispersas partículas ou fragmentos de agregados pétreos. A matriz pode, eventualmente conter aditivos químicos que proporcionam propriedades especiais ao conjunto, tais como o melhoramento no desempenho reológico ou retardamento do endurecimento, e cada componente do concreto tem uma função específica e responsável por determinadas características. A nível macroscópico, o concreto pode ser considerado, visualmente, como um material bifásico, enquanto que sob observação microscópica, a estrutura do concreto apresenta três aspectos singulares, a saber, a existência de uma terceira fase, denominada zona de transição na região da interface agregado graúdo e pasta, a natureza multifásica de cada uma das fases e a instabilidade ao longo tempo, devido à ocorrência de modificações na zona de transição.

#### **2.1.1 Estrutura da pasta de cimento endurecida**

A pasta de cimento Portland endurecida é de natureza multifásica, e sob observação microscópica, são identificadas três fases, a saber, sólida, de vazios e líquida. A fase sólida, geralmente presente na pasta, é constituída de silicato de

cálcio hidratado (C-S-H) ou cimento gel, hidróxido de cálcio (C-H), sulfoaluminatos de cálcio hidratado (C-A-S-H) e grãos de cimento anidro. O silicato de cálcio hidratado constitui de 50 a 60% do volume de sólidos de uma pasta de cimento totalmente hidratado, e trata-se do composto mais importante para a determinação das propriedades da pasta. O hidróxido de cálcio contribui com 20 a 25 % no volume de sólidos na pasta hidratada, tem limitada contribuição para a resistência da pasta e influencia na elevada alcalinidade da pasta, bem como na diminuição da resistência química às soluções ácidas. Os sulfoaluminatos de cálcio ocupam de 15 a 20% do volume de sólidos na pasta endurecida, e desempenham um papel menor na relação estrutura-propriedade, proporcionando, em certas condições, a formação de etringita, composto expansivo resultante da reação de componentes do concreto com sulfatos. Devido à distribuição do tamanho das partículas de cimento anidro e do grau de hidratação, alguns grãos de cimento não hidratado podem ser encontrados na micro estrutura, em decorrência da falta de espaço disponível entre as partículas para a sua hidratação, ou insuficiência de água para o processo de hidratação (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Além dos sólidos, a pasta de cimento endurecida contém diversos tipos de vazios, que tem grande importância em suas propriedades, e compreendem o espaço interlamelar no C-S-H, vazios capilares e vazios de ar incorporado. O espaço interlamelar na micro estrutura é responsável por 28% da porosidade capilar, e a sua dimensão é muito reduzida para ter efeito desfavorável na resistência e permeabilidade da pasta. Os vazios capilares têm forma irregular e correspondem ao espaço não-preenchido pelo cimento ou pelos produtos da hidratação, cujo volume e tamanho é determinado pela relação água/cimento e grau de hidratação do cimento. Os vazios de ar são geralmente esféricos, originários de ar incorporado, acidentalmente na pasta fresca de cimento durante a operação de mistura, ou intencionalmente pela adição de aditivos, cujas dimensões são maiores que as dos vazios capilares, e capazes de reduzir afetar a resistência e aumentar a permeabilidade da pasta (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

O tamanho dos poros na pasta de cimento abrange várias ordens de grandezas, conforme a Figura 2.1, e em termos gerais podem ser classificados em micro poros, poros capilares e macro poros, sendo os dois últimos os mais importantes

para a durabilidade. Os macro poros são vazios da pasta de cimento hidratada com dimensões superiores à 50 nm, e considerados prejudiciais nos aspectos de resistência e permeabilidade, ao passo que os vazios menores que 50 nm são tratados como micro poros, e considerados importantes nos aspectos retração hidráulica e fluência (CEB, 1993).

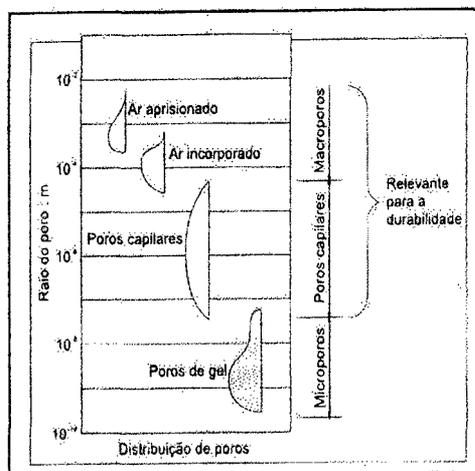


Figura 2.1 – Variação dimensional dos poros no concreto de cimento Portland (CEB, 1993)

A água, sob a forma líquida, existe na pasta de cimento endurecido nos modos de água capilar, água adsorvida, água interlamelar e água quimicamente combinada, classificação adotada segundo o grau de dificuldade ou de facilidade de remoção. A água capilar é o volume de líquido que está livre da influência das forças de atração exercidas pela superfície sólida. Sob o ponto de vista de comportamento na pasta, a água presente nos vazios grandes, com diâmetro maior que 50 nm, pode ser considerada como água livre pois não causa variação de volume, e a água retida por tensão capilar em capilares pequenos (5-50 nm) pode ocasionar retração do sistema. A água adsorvida corresponde ao líquido que está próximo à superfície do sólido, sendo que as moléculas estão fisicamente adsorvidas à mesma sob a influência de forças de atração, cuja perda é responsável pela retração da pasta na secagem. A água interlamelar, ou água de gel, é a fase líquida que está fortemente associada à estrutura do C-S-H e a água quimicamente combinada, ou água de cristalização, é a água integrante da estrutura de vários produtos hidratados do cimento Portland (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

### 2.1.2 Estrutura da zona de transição

A zona de transição, localizada na interface da pasta de cimento endurecida e partículas grandes do agregado, difere da matriz da pasta nos aspectos de micro estrutura e propriedades, embora constituída pelos mesmos elementos. Esta zona apresenta um grande volume de vazios capilares em termos de tamanho e quantidade, bem como uma maior concentração de produtos cristalinos, como o hidróxido de cálcio, etringita e micro fissuras, não originárias de carregamentos da estrutura. Devido à estas características, a zona de transição é considerada, segundo a teoria do elo mais fraco, como a fase de resistência limite no concreto, influenciando também na durabilidade do concreto, pois a micro fissuração é responsável pelo aumento da permeabilidade do concreto nesta zona, e por extensão, da velocidade de corrosão (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

## 2.2 Porosidade

O espaço disponível para os produtos hidratados da pasta de cimento consiste na soma do volume absoluto do cimento anidro e da água adicionada à mistura, e em qualquer estágio do processo de hidratação, os produtos de hidratação e a água gel ocupam um volume menor do que o disponível, resultando num espaço residual dentro do volume total da pasta, na forma de vazios ou poros capilares (NEVILLE, 1987). Para uma relação água/cimento 0,36, não existirá cimento sem hidratação e nem presença de poros capilares e se a relação for menor que o valor referido, a hidratação completa não será possível pois o volume disponível é insuficiente para acomodar todos os produtos da hidratação, e se for superior, todo o cimento se hidrata e haverá presença de poros capilares, tendo em vista que o volume de produtos hidratados (cimento gel) não é suficiente para preencher completamente todo o espaço disponível, mesmo após a conclusão do processo de hidratação. Para pastas de cimento totalmente hidratadas, e sem excesso de água em relação à quantidade necessária e requerida para a hidratação completa, o espaço residual representa em torno de 18,5% do volume original do cimento anidro, e se a mistura contiver mais água do que a necessária para a hidratação total do cimento da

pasta, existirão poros em quantidade superior ao valor mencionado acima, que estarão cheios de água (NEVILLE, 1997).

Porosidade é o conjunto de espaços vazios ou poros formados no interior do concreto, caracterizados por volume, forma, distribuição dimensional, área específica e intercomunicação entre si e constituintes dos poros capilares, e cujo volume total é um fator fundamental para as propriedades do concreto endurecido. A porosidade capilar é usualmente relacionada como uma fração do volume total da pasta de cimento hidratada, que pode ser expressa através da equação (2.1) (NEVILLE, 1987).

$$p_c = (a/c - 0,36h) / (0,317 + a/c) \quad (2.1)$$

Esta equação mostra que a porosidade depende da relação água/cimento ( $a/c$ ) e do grau de hidratação ( $h$ ) e é válida para pastas totalmente compactadas, e de fato, o termo  $a/c$  no numerador da equação é o principal fator de influência na porosidade, conforme pode ser visto na Figura 2.2. Esta figura também ilustra o decréscimo da porosidade com o incremento do grau de hidratação, sendo que a magnitude da porosidade para os valores usuais de relação água/cimento, por exemplo 0,60, é tal que a pasta de cimento é somente um semi-sólido, sendo que o volume total de poros está compreendido entre 47 e 60% do volume total de pasta de cimento, dependendo do seu grau de hidratação (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

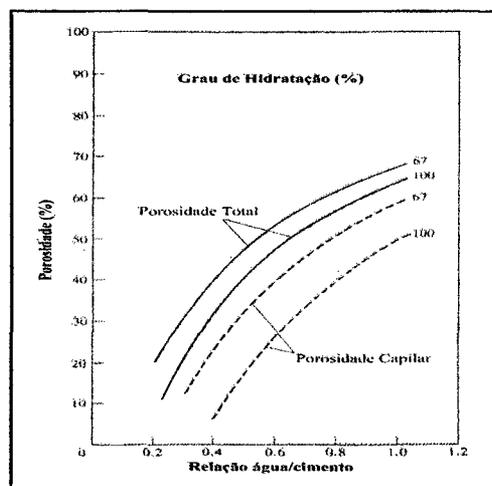


Figura 2.2 Fatores de influência na capilaridade em uma pasta de cimento (NEVILLE, 1987)

## 2.3 Permeabilidade

Dependendo das condições ambientais e das características dimensionais do elemento de concreto, quase toda a água evaporável disponível no concreto será trocada gradualmente com o meio exterior, deixando os poros vazios ou não saturados. Sendo a água evaporável, livre para movimentos internos, um concreto será menos vulnerável á fenômenos destrutivos relacionados com a água, se houver pouca ou nenhuma água evaporável remanescente após a secagem, considerando que a exposição subsequente do concreto ao meio ambiente, não leve a re-saturação dos poros (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Esta última propriedade depende muito da condutividade hidráulica, conhecida também como coeficiente de permeabilidade, mas que na tecnologia do concreto é simplesmente mencionada de permeabilidade. A permeabilidade é definida como a facilidade que tem um fluido, tanto líquido como gasoso, de escoar através de um sólido (MEHTA e MONTEIRO, 1994), sendo o tamanho e a continuidade dos poros na estrutura considerados os parâmetros determinadores da permeabilidade. A rigor, a permeabilidade refere-se ao escoamento de um fluido através de um meio poroso, e que no caso do concreto, além de escoamento através de meio poroso, também ocorre por difusão e absorção, entretanto a relevância está na penetrabilidade do concreto. Não obstante, é usado e aceito, usualmente o termo permeabilidade para designar o movimento global de fluidos através do concreto, exceto, quando por questão específica, for necessária uma distinção entre os diversos tipos de escoamento (NEVILLE, 1997).

### 2.3.1 Permeabilidade da pasta de cimento endurecida

O tamanho e a continuidade de poros, em qualquer momento do processo de hidratação, controlarão o coeficiente de permeabilidade de uma pasta de cimento endurecida. A água adicionada é, indiretamente responsável pela permeabilidade da pasta de cimento, porque o seu teor determina primeiramente o espaço total, e depois o espaço vazio, quando a água for consumida pelas reações de hidratação do cimento ou através de sua evaporação para o meio ambiente.

Para concretos executados com agregados de peso normal, a permeabilidade da pasta de cimento, como um todo, é uma função da porosidade capilar, conforme ilustrado na Figura 2.3 (NEVILLE, 1987).

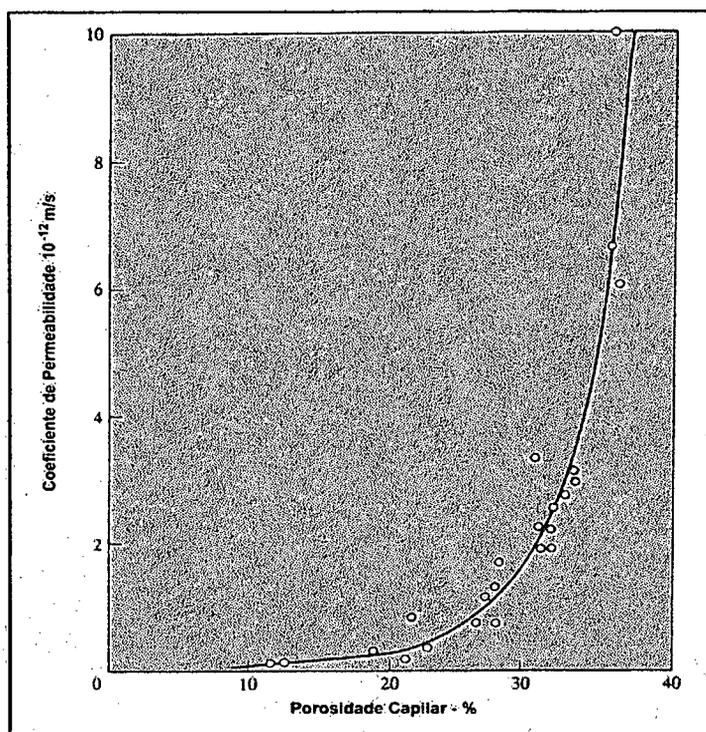


Figura 2.3 Relação entre permeabilidade e porosidade capilar de uma pasta de cimento (NEVILLE, 1987).

Sendo a porosidade capilar governada pela relação água/cimento e pelo grau de hidratação, a permeabilidade da pasta de cimento é também, fundamentalmente dependente destes parâmetros, conforme mostrado na Figura 2.4. Para um dado grau de hidratação, a permeabilidade é menor para pastas com valores de relação água/cimento inferiores à 0,60, para os quais as capilaridades tornam-se segmentadas ou descontínuas (NEVILLE, 1987).

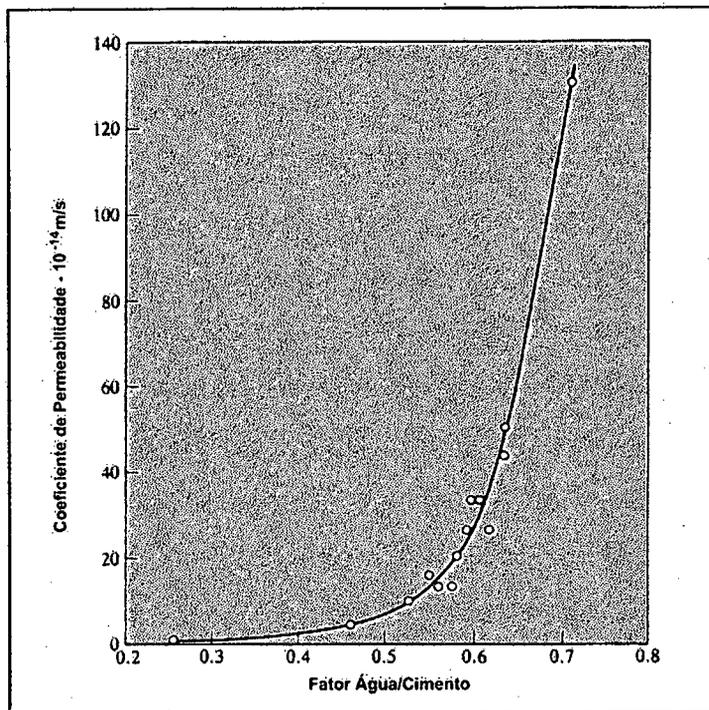


Figura 2.4 Relação entre permeabilidade e relação água/cimento para pastas de cimento com 93% de hidratação de cimento (NEVILLE, 1987).

Para uma dada relação água/cimento, a permeabilidade decresce desde que o cimento continue a hidratar-se e preencha alguns dos espaços originais da água, e segundo a Figura 2.5, a redução de permeabilidade é mais acentuada para valores mais baixos (NEVILLE, 1987).

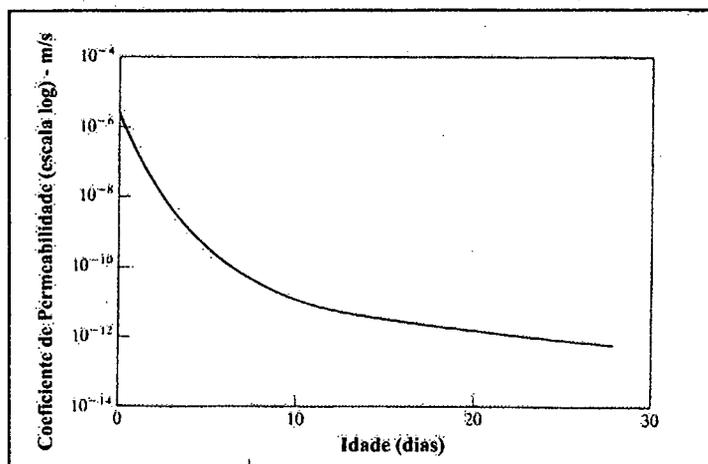


Figura 2.5 Redução na permeabilidade de uma pasta de cimento com o progresso da hidratação, com relação a/c=0,70 (NEVILLE, 1987).

A grande influência da segmentação de capilares na permeabilidade ilustra o fato de que ela não é uma simples função da porosidade, pois há possibilidade de dois corpos porosos terem porosidades similares porém com permeabilidades diferentes, como mostrado na Figura 2.6. De fato, somente uma larga passagem interligando os poros capilares resultará em grande permeabilidade, enquanto que virtualmente, a porosidade permanecerá sem modificação (NEVILLE, 1987).

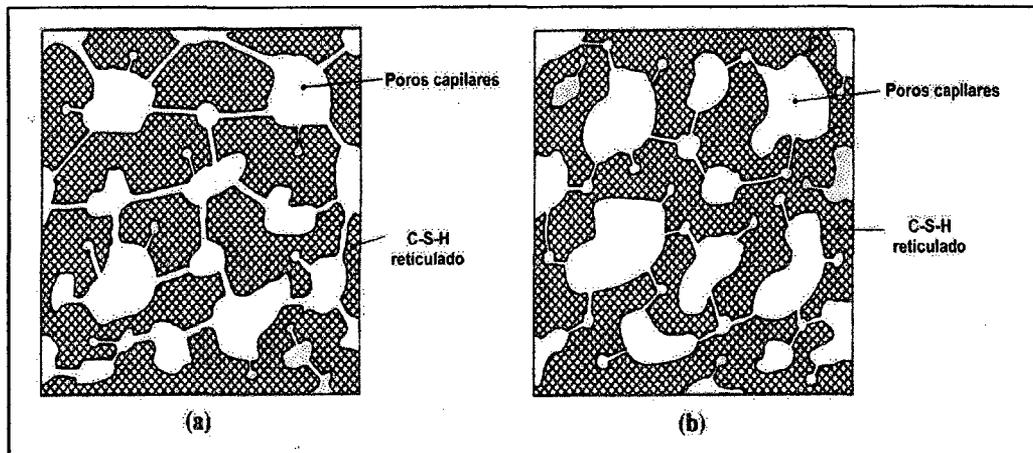


Figura 2.6 Representação esquemática de materiais de porosidade similar, mas: (a) alta permeabilidade, com poros capilares interligados por canais largos, e (b) baixa permeabilidade, poros capilares segmentados e somente parcialmente interligados (NEVILLE, 1987).

Do ponto de vista de durabilidade, é muito importante obter-se baixa permeabilidade tanto quanto possível e conseqüentemente é vantajosa uma mistura com valor baixo para a relação água/cimento. A obtenção de um elevado grau de hidratação, para que o sistema de poros capilares seja segmentado por cimento gel, requer um período mínimo de cura úmida. Desde que a relação água/cimento nas misturas de concreto não supere o valor 0,70, torna-se óbvio que no concreto bem curado, a relação água cimento não é o principal fator a contribuir para o coeficiente de permeabilidade da pasta de cimento (NEVILLE, 1987). Este limite não é uma realidade em diversos locais do Brasil, considerando a aplicação de determinados tipos de cimento e os valores reduzidos de resistência para os concretos estruturais.

### 2.3.2 Permeabilidade do concreto

Teoricamente, a introdução de partículas de agregado com baixa permeabilidade em uma pasta de cimento, cujo volume de poros está normalmente abaixo de 3% e raramente excede 10%, deveria reduzir a permeabilidade do sistema, face à interceptação dos canais de fluxo dentro da matriz do cimento, ou seja, uma argamassa ou concreto com a mesma relação água/cimento e grau de hidratação deveria apresentar um coeficiente de permeabilidade menor que o da pasta de cimento pura. Na prática, a adição de agregados à uma pasta de cimento ou argamassa aumenta, consideravelmente a sua permeabilidade, comportamento que é explicado pelo desenvolvimento de microfissuras na zona de transição entre o agregado e a pasta, principalmente durante os estágios iniciais da hidratação e originárias de retração de secagem, contração térmica e carga externa aplicada. As fissuras nesta zona têm largura maior que a maioria dos poros capilares na matriz da pasta de cimento, sendo assim capazes de estabelecer as comunicações que aumentam a permeabilidade do sistema. Outrossim, a tortuosidade da trajetória do fluxo de fluido que determina a permeabilidade, também é influenciada pela espessura do elemento de concreto (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

A permeabilidade tem grande influência para os processos físicos e químicos de deterioração do concreto, portanto os fatores que controlam a mesma são merecedores de atenção especial. Desde que a resistência e permeabilidade são relacionadas entre si através da porosidade capilar, em princípio, os fatores que influenciam a resistência do concreto, também influenciam a permeabilidade. Uma redução do volume de grandes vazios capilares na matriz da pasta reduz a permeabilidade, situação que pode ser obtida mediante a adoção de valor baixo para a relação água/cimento, condições adequadas de cura, compactação e cura.

### 2.4 Mecanismos de fixação de fluidos no concreto

A estrutura porosa do concreto de cimento Portland desenvolve uma interação física entre os poros e a água disponível no meio ambiente de exposição,

destacando-se os fenômenos de fixação de água por adsorção e condensação capilar.

A adsorção física é o fenômeno de fixação de vapor d'água na superfície dos poros maiores expostos ao ar atmosférico, como consequência da tendência de equilíbrio de um excesso de energia na superfície livre dos poros, estabelecido devido à falta de ligações entre moléculas vizinhas. A espessura da película de água depende do grau de umidade no interior dos poros. A quantidade de água adsorvida aumenta com a redução do raio dos poros até valor limite de raio, quando os poros estarão completamente cheios de água, processo este denominado condensação capilar. O valor limite do diâmetro do poro depende, em princípio, do teor de umidade no interior do poro, que no caso de condições estacionárias, é proporcional à umidade do ar que envolve o concreto. Devido à elevada quantidade de poros com raios de pequenas dimensões, o concreto tem um elevado teor de umidade no seu interior, mesmo quando o meio ambiente tem baixo teor de umidade. O aumento da umidade do ar que produz o preenchimento dos poros maiores com água, reduz, em consequência, a permeabilidade do concreto aos gases, ao ponto que em concretos saturados com água, a difusão de anidrido carbônico e oxigênio tem valores insignificantes (CEB, 1993).

## **2.5 Mecanismos de transporte de fluidos no concreto**

Em quase todos os processos físicos e químicos que afetam a durabilidade das estruturas de concreto, o transporte de fluidos através dos poros e fissuras é um importante parâmetro. A distribuição dimensional dos poros, bem como o microclima de exposição da superfície do concreto, influem na velocidade, extensão e no efeito do transporte. Os líquidos, gases e íons dissolvidos podem penetrar no concreto e se deslocar em seu interior, segundo vários mecanismos de transporte como escoamento sob pressão, sucção capilar, difusão e modos combinados (CEB, 1993).

### 2.5.1 Escoamento sob pressão (Permeabilidade)

O escoamento de fluídos, por exemplo a água, através do concreto em decorrência de pressão hidrostática exterior entre dois pontos, é considerado como escoamento em corpo poroso, que para condições de regime permanente e laminar, pode ser descrito pela Lei de Darcy. Segundo esta lei, o volume de água escoado num intervalo de tempo depende do gradiente hidráulico e coeficiente de permeabilidade à água, que é um parâmetro intrínseco do material (CEB, 1990).

No concreto o fluxo de água ocorre através dos poros capilares, interligados na pasta de cimento e micro fissuras presentes na zona de transição entre a pasta e os agregados graúdos. A presença de poros capilares interligados depende da relação água/cimento da mistura e do grau de hidratação do cimento, e á despeito da adoção de um valor baixo para a relação água/cimento, uma cura úmida insuficiente ou incompleta pode resultar num baixo grau de hidratação na região superficial e determinar uma alta permeabilidade, até mesmo para elevadas relações água/cimento. Segundo Powers, Coperland e Mann (NEVILLE, 1987), para os valores de relação água/cimento 0,40, 0,45, 0,50, 0,70 e maiores que 0,70, os correspondentes graus de hidratação de 50%, 60%, 70%, 92%, 100% e 100% são obtidos após períodos de cura aproximados de 3 dias, 7dias, 14 dias, 6 meses, 1 ano e impossível de obter.

### 2.5.2 Sucção capilar

Sucção capilar, também chamada de absorção, é o mecanismo de transporte de água em forma líquida através da rede de poros capilares decorrente do efeito da capilaridade, que é uma propriedade característica de material hidrófilo, como o concreto. A sucção capilar se manifesta pelo simples contato dos poros com uma fonte externa de água líquida, e se caracteriza pela ascensão da superfície livre do líquido (menisco) no interior dos poros capilares, até o estabelecimento do equilíbrio com o peso da coluna de água elevada (CEB,1993). O efeito da capilaridade aumenta com a diminuição do diâmetro dos poros e com o aumento da tensão superficial do líquido, tem curta duração caracterizando que a ascensão

do líquido torna-se estacionária. Como a sucção capilar aumenta com a redução do diâmetro dos poros, constata-se que a profundidade (altura) de penetração do líquido é maior, entretanto a quantidade do líquido absorvido é menor. A redução da relação água/cimento pode ser responsável pela redução do diâmetro dos poros capilares mas, em contrapartida, a conexão dos poros passa a ser menor, razão pela qual a profundidade de penetração é reduzida.

### 2.5.3 Difusão

A difusão é um mecanismo de transporte de gases, líquidos e substâncias dissolvidas no concreto por efeito de diferença de concentração, que pode ser expressa pela primeira lei de Fick da difusão, segundo a qual, a quantidade de substância transportada depende do gradiente de concentração e do coeficiente de difusão. Na maioria dos casos, a quantidade de substância difundida é variável com a posição e o tempo, condição para a qual é derivada a segunda lei de Fick da difusão, que descreve a mudança de concentração para um elemento volumétrico, com o tempo (CEB, 1990).

A difusão de água na fase de vapor pode ser descrita pela primeira lei, introduzindo-se o gradiente de umidade relativa nos poros como força difusora, e o coeficiente de difusão não é constante, porém numa função não linear da umidade relativa nos poros. A difusão de gases, tais como oxigênio ou dióxido de carbono, tem como força propulsora a diferença de concentração, que é, primariamente controlada pelo teor de umidade do concreto, que depende das condições de exposição ou não ao meio. Os coeficientes de difusão de substâncias dissolvidas, como os íons cloreto, aumentam com o aumento do teor de umidade do concreto (CEB, 1990).

A difusão de substâncias dissolvidas, como os íons cloreto, é gerada por mecanismo de transporte que tem como força propulsora a diferença de concentração da substância que se difunde. A predição do transporte de íons cloreto dentro do concreto é muito complexa, porque a sua penetração não ocorre, exclusivamente por intermédio deste mecanismo, mas também por sucção capilar

da solução salina. Adicionalmente, a concentração externa de íons cloreto é variável, bem como a quantidade de íons cloreto é imobilizada com o tempo, devido à reação química ou adsorção física. O total de íons cloreto combinados depende do tipo de cimento usado, e deve estar em equilíbrio com os íons cloreto dissolvidos na água dos poros e que efetivamente tomam parte no processo de difusão, e que no caso de concretos carbonatados, a totalidade dos cloretos estão dissolvidos na água capilar (CEB, 1990).

#### 2.5.4 Modos Combinados

Para que os mecanismos de transporte ocorram individualmente, são necessárias condições especiais de exposição, principalmente no que diz respeito à umidade. Nas estruturas de concreto expostas ao ar úmido, o transporte de gases, água e substâncias dissolvidas na água são processos de difusão. A força propulsora do processo de difusão do dióxido de carbono, oxigênio e água em estado de vapor ou líquida, é, respectivamente a redução de concentração desta substância, decorrente de seu consumo pelas reações químicas que ocorrem nas paredes dos poros do concreto, a redução do oxigênio durante o processo de corrosão das armaduras e as mudanças da umidade do meio ambiente, ou pela ocorrência de secagem do concreto. No caso de substâncias dissolvidas na água, por exemplo, íons cloretos, a difusão realiza-se através da película de água que recobre as superfícies dos poros, ou através da água que preenche os poros (CEB, 1993).

Nas superfícies molhadas pela água de chuva e respingos de água, os mecanismos de transporte são a sucção capilar, difusão e transporte pela água (convecção). A sucção capilar provoca a rápida saturação, e as substâncias dissolvidas na água são transportadas pelo próprio fluxo de água, enquanto que a difusão passa a exercer um papel predominante, a partir do momento em que se estabelece um estado de equilíbrio nos mecanismos de transporte da água. No caso de estruturas continuamente submersas, grandes quantidades de água podem ser transportadas sob condições desfavoráveis, e a penetração de água, em primeiro lugar, ocorre por sucção capilar, possivelmente acelerada por um aumento de pressão hidráulica. O transporte contínuo de água somente se efetua

quando ela pode evaporar-se em superfícies do concreto expostas ao ar, e junto com água são transportadas substâncias dissolvidas, a saber, carbonatos, cloretos e sulfatos, que são deixados para trás no concreto e tendem a depositar-se em consideráveis concentrações, nas zonas de evaporação (CEB, 1993).

## **2.6 Condições ambientais**

Para o desenvolvimento dos processos de deterioração, tanto do concreto como das armaduras ativas e passivas, devem-se produzir interações entre o material da estrutura e o meio ambiente de exposição. No meio ambiente natural são encontrados os três mais importantes fluídos para a durabilidade do concreto, a saber, água pura ou com íons dissolvidos, dióxido de carbono e oxigênio, os quais podem penetrar para o interior por meio de diversos mecanismos (CEB, 1993).

### **2.6.1 Água**

Nos sólidos porosos como o concreto, a água é causadora de vários processos físicos e químicos de deterioração dos materiais, e o principal fator para a maioria dos problemas de durabilidade. A água é o fluído mais abundante na natureza, que pode ser encontrado sob a forma de rios, lagos, oceanos, lençóis subterrâneos, neve, chuva e vapor no ar atmosférico, e o seu poder como agente de deterioração é decorrente de características específicas. Destacam-se a grande capacidade de penetração em cavidades e poros extremamente finos, face às pequenas dimensões de suas moléculas, a notável capacidade de dissolver mais substâncias do que qualquer outro líquido conhecido, de apresentar a maior temperatura de evaporação entre os líquidos comuns, fato pelo qual permanece em estado em estado líquido sob temperaturas usuais e que mantém o material poroso úmido, e a capacidade de mudança volumétrica no interior dos materiais (MEHTA, 1994).

### 2.6.2 Águas Agressivas

A água é o solvente por excelência de sais, ácidos e bases inorgânicos, bem como de uma pequena parcela de compostos orgânicos. Os principais agentes agressivos presentes na água são os sulfatos, água pura, ácidos e cloro, destacando-se no primeiro grupo os sulfatos de magnésio, amônia, sódio, cálcio e potássio, sendo encontrados, principalmente, nas águas do mar, águas subterrâneas, águas provenientes de resíduos industriais e águas da chuva. No segundo grupo estão as águas com pequeno teor de sais e pH de caráter neutro e, no último grupo estão as águas com baixo teor de sais e pH com caráter neutro, e no último grupo estão os ácidos minerais, ácidos orgânicos, sais de amônia e cloro. Os ácidos minerais mais agressivos ao concreto são o clorídrico, sulfúrico, sulfuroso e sulfídrico, originários de águas residuais industriais e de esgotos domésticos, ao passo que no campo dos ácidos orgânicos, que são menos agressivos que os inorgânicos, destaca-se, principalmente o ácido acético, láctico, oléico e esteárico, que estão presentes em muitos produtos comerciais e industriais, como o vinagre, leite, manteiga, azeite e outras gorduras animais e vegetais. Os sais de amônia são, principalmente encontrados em esgotos e águas residuais industriais, por exemplo, na indústria de fertilizantes, enquanto que o cloro é encontrado em águas residuais industriais, especialmente nas quais se emprega o sal comum (GENTIL, 1996).

### 2.6.3 Ar Atmosférico

O ar atmosférico é um tipo de meio ambiente muito importante e comum de exposição das estruturas de concreto, que contém as substâncias naturais, como a água, dióxido de carbono e oxigênio, bem como pode conter diversos agentes agressivos, originários de diversas fontes. O dióxido de enxofre, monóxido de carbono, dióxido de carbono, óxido de nitrogênio e amônia são lançados na atmosfera, provenientes de combustão industrial e automotiva de combustíveis fósseis, assim como a partir de decomposições em ambientes fechados com reduzida taxa de renovação do ar. A chuva ácida é um fenômeno não natural provocado pelo homem, em função da elevada concentração de poluentes na

atmosfera, e que consiste na sua reação com a água da chuva, ocasionando a formação de diversos ácidos, dentre dos quais se encontra o ácido carbônico.

#### 2.6.4 Solos Agressivos

O solo de áreas destinadas à construção pode estar impregnado de substâncias agressivas ao concreto, oriundas de alguma atividade industrial anterior ou de qualquer outra fonte de contaminação, citando-se como exemplos, áreas ocupadas anteriormente como depósito de lixo ou outros tipos de substâncias industriais.

#### 2.6.5 Agentes Climáticos

Todos os processos de deterioração requerem a disponibilidade de água, sendo que a umidade da atmosfera é uma fonte natural, que é passível de ser transportada e fixada dentro do concreto. O teor de umidade, em condições especiais, pode ser superior ao meio externo e manter o concreto em condições de saturação, razão pela, a umidade relativa do meio tem relevante influência nos processos de corrosão da armadura e na durabilidade da estrutura.

A temperatura tende a ser ignorada na definição de agressividade, porém é muito importante uma vez que o seu aumento acelera as reações químicas. Segundo uma regra aproximada, um aumento de 10 graus centígrados na temperatura causa uma duplicação da velocidade das reações, fator que torna os ambientes tropicais mais agressivos, se comparados aos climas do hemisfério norte, desde que não ocorram formações de gelo e processos de degelo. A temperatura também influencia na evaporação de fontes de águas naturais, tornando o ar mais úmido ou seco, aumentando ou diminuindo os componentes salinos em suspensão na atmosfera (CEB,1989). A incidência solar influencia no desenvolvimento de condensações de vapor de água sobre as superfícies, na duração e extensão de secagens de superfícies. A intensidade e predominância de direções dos ventos impulsionam os poluentes existentes na atmosfera urbana e industrial, bem como

arrastam e transportam gotículas de água e compostos salinos originários da água do mar, para locais distantes da fonte.

## **2.7 Agressividade Ambiental**

As condições atmosféricas, ou macro clima em torno das estruturas, normalmente têm pouca influência na durabilidade, em contraposição, o clima local ao redor das estruturas, circunscrito à distâncias da ordem de grandeza, metro, ou um micro clima restrito à grandezas de distâncias em torno de milímetro ou centímetro, ou ainda as condições verificadas em torno de trechos de estruturas enterradas ou submersas, exercem uma influência decisiva na durabilidade destas estruturas. Assim, o micro clima de exposição de um material de construção ou componente, reflete o macro clima atuante em pontos localizados da estrutura, decorrente de modificações introduzidas pela própria estrutura (CEB, 1993).

A agressividade do meio ambiente implica em reações químicas e físicas atuantes sobre as estruturas de concreto armado, cujos efeitos não estão considerados no dimensionamento do projeto estrutural. Não existem métodos, que definam de modo rigoroso os ambientes, considerando a agressividade frente ao concreto e à armadura das estruturas de concreto armado. Dentre as diversas classificações disponíveis, o Código Modelo do CEB – 1978 especifica três categorias de exposição, a saber, ambiente suave, ambiente moderado e ambiente severo, que correspondem, respectivamente à ambientes ligeiramente, moderadamente e altamente agressivos. A primeira categoria engloba condições verificadas no interior de edifícios residenciais e comerciais com baixos níveis de umidade, a segunda, o interior de edifícios com alta umidade, águas correntes, ambientes urbanos e solos comuns e a terceira, líquidos com pequenas quantidades de ácidos, ambientes salinos ou águas fortemente oxigenadas, gases corrosivos ou solos particularmente corrosivos e ambientes corrosivos marítimos ou industriais (CEB, 1993).

Para fins de projeto de estruturas correntes, a agressividade ambiental pode ser classificada em quatro classes de agressividade, a saber, classe I, classe II, classe

III e classe IV, para as quais correspondem, respectivamente agressividade fraca, média, forte e muito forte (ABNT, 2000). A classificação da agressividade do meio ambiente, atuante sobre as armaduras de estruturas de concreto armado e protendido, pode ser avaliada de modo simplificado para fins de projeto, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes (ABNT, 2000, e CEB, 1990).

Uma classificação mais específica da agressividade do meio ambiente visando a durabilidade do concreto, e considerando a concentração efetiva de certas substâncias agressivas disponíveis no ambiente que envolve a estrutura ou suas partes, ou em casos especiais, pode ser fundamentada nos limites constantes da norma CETESB L 1007 (CINCOTTO, 1984). A agressividade sobre o concreto deve ser avaliada através de determinações específicas de teores de substâncias agressivas e, no caso de solos, a análise deve ser feita com o extrato aquoso do solo.

## **2.8 Concreto armado exposto em ambiente marinho**

O ambiente marinho é um meio natural muito agressivo para a durabilidade das estruturas de concreto armado, em decorrência das propriedades de componentes salinos presentes na água do mar. Por outro lado, a predominância de oceanos e mares sobre a superfície terrestre, aproximadamente de 80%, implica na existência de um grande número de estruturas expostas à ação direta ou indireta da água do mar (MEHTA, 1994).

### **2.8.1 Características da água do mar**

A água do mar contém diversos sais dissolvidos cuja concentração pode ser expressa em termos de salinidade, parâmetro que indica o teor total de sais presentes na água do mar. Um valor típico de salinidade para os oceanos está em torno de 35g/l ou 3,5% do peso em sais solúveis (NEVILLE, 1994), que corresponde à uma composição química aproximada da água do mar, constituída em valores

percentuais, de cloreto de sódio (NaCl) -77,8%, cloreto de magnésio (MgCl<sub>2</sub>) - 10,9%, sulfato de magnésio (MgSO<sub>4</sub>) - 4,7%, sulfato de cálcio (CaSO<sub>4</sub>) - 3,6%, cloreto de potássio (KCl) - 0,5% e sulfato de potássio (K<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>) - 2,5% (BARRETO,1971). Os sais mais comuns e presentes nas águas no Oceano Atlântico apresentam uma concentração iônica típica composta de cloreto (Cl<sup>-</sup>)- 18890 mg/kg, sódio (Na<sup>+</sup>)-10560 mg/kg, magnésio (Mg<sup>+2</sup>)- 1273 mg/kg, sulfato (SO<sup>2-</sup>)- 2649 mg/kg, cálcio (Ca<sup>+2</sup>)- 410 mg/kg e potássio (K<sup>+</sup>)- 380 mg/kg (RAMANATHAN, 1987), representado na Figura 2.7, caracterizando que na água do mar, aproximadamente 88% da quantidade de sais é formada de cloretos e 10 % de sulfatos.

A água do mar contém ainda dióxido de carbono e oxigênio dissolvidos, cujo teor é variável com a profundidade, sendo 8,2 o valor médio encontrado para a condição de equilíbrio com o dióxido de carbono da atmosfera. A penetração da água do mar para o interior do concreto não reduz significativamente o pH da água contida nos poros da pasta de cimento endurecida (NEVILLE, 1997).

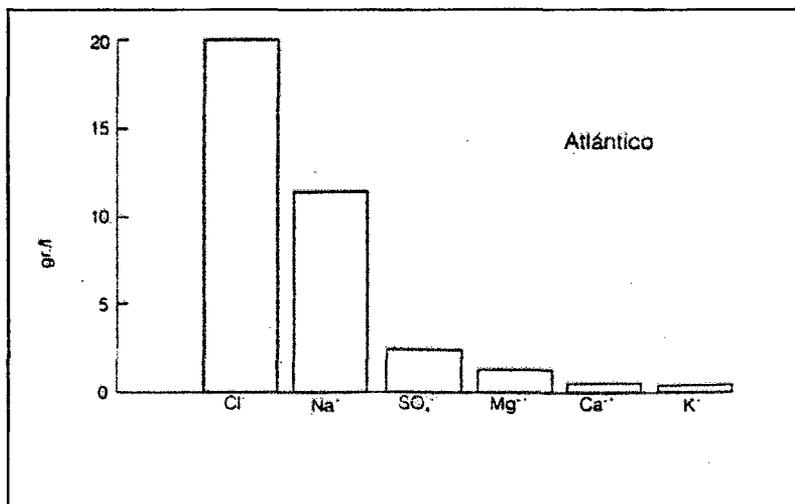


Figura 2. 7 Concentração iônica típica de água do mar (CEB, 1993).

No extenso litoral brasileiro, a Região Nordeste é uma área muito prejudicial à durabilidade e vida útil das estruturas de concreto armado, devido à elevada agressividade ambiental. A agressividade da cidade de Fortaleza (Ceará) é tão elevada que perde apenas para as regiões do Mar Morto e do Oriente Médio, onde a salinidade da água do mar do Oceano Atlântico está bem acima da média, em

decorrência de condições climáticas locais peculiares, tais como índice de evaporação, índice pluviométrico, temperatura média elevada, umidade relativa elevada, direção e intensidade dos ventos em relação ao local de arrebentação e alta taxa de insolação, que proporciona a vaporização da água do mar e concentração de elevado teor de íons cloreto em suspensão na névoa salina (PAMPLONA et ali, 2000). Na Região Sul (RS), a salinidade se mantém próxima à média típica de 35 g/l e varia sensivelmente no período das chuvas (GUIMARÃES, 2000).

A impregnação das superfícies de estruturas de concreto armado, com compostos salinos oriundos da água do mar, disponibiliza quatro substâncias cujas propriedades e características podem ocasionar a corrosão de armaduras no concreto armado e, eventualmente o processo pode ser ainda acelerado pela fissuração e permeabilidade elevada do concreto. Os efeitos individual e coletivo da água do mar podem ser sintetizados nos aspectos de funcionar como provedor de sais, oxigênio e dióxido de carbono. O dióxido de carbono reage com o hidróxido de cálcio e reduz a alcalinidade do concreto, o oxigênio é essencial para o desenvolvimento das reações anódicas e catódicas da pilha eletroquímica, e responsável pela formação dos produtos da corrosão (ferrugem), enquanto que os sais constituem um eletrólito com baixa resistividade elétrica e muito apropriado para o fluxo de correntes iônicas, como suprimento de sais à base de cloretos para a solução, que comprometem a passividade do aço. Os sais também são retentores de água na estrutura porosa do concreto, devido às suas propriedades higroscópicas (NEVILLE, 1997).

### 2.8.2 Zonas básicas de exposição

Considerando a posição altimétrica de uma estrutura de concreto em relação ao nível da água do mar, ou à sua localização com relação à faixa litorânea, existem diferentes tipos de exposição marinha, cada uma com suas próprias características e incidências, que para fins de deterioração podem ser classificadas em cinco zonas, a saber, zona de atmosfera marinha, zona de respingos, zona entre marés, zona submersa e zona enterrada, conforme Figura 2.8.

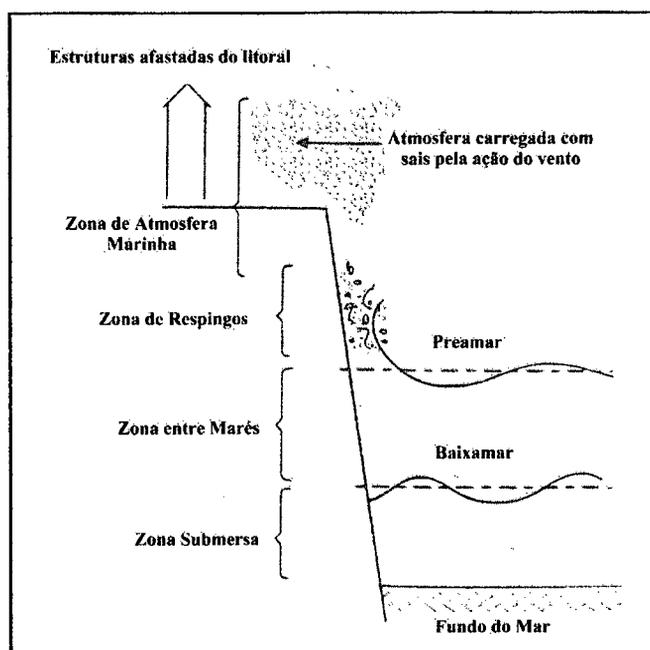


Figura 2.8 Zonas de exposição em ambiente marinho (CEB, 1993).

Utilizando como referência à distância de afastamento da estrutura em relação à fonte à faixa litorânea, a Especificação Australiana AS-3600 - Corrosão para Superfícies Externas Aéreas, são consideradas faixas até 1 km, entre 1-50km e superior à 50km da linha costeira (TORRENT, 1992).

Na zona de atmosfera marinha, o concreto não está em contato direto com a água do mar, mas exposto aos sais em suspensão na brisa marinha e névoa salina e transportados através da ação ventos. A concentração de cloretos decresce com a distância do afastamento em relação ao mar, porém é dependente da natureza da orla, do relevo e da direção dos ventos predominantes, que podem aerotransportar os sais para locais bem distantes da orla. A zona de respingos situa-se acima do nível da preamar e está exposta à umidificação direta com a água do mar, procedente das ondas e espuma, ao passo que a zona entre marés está compreendida entre os níveis de preamar e baixa-mar, de modo que o concreto está submerso em ciclos periódicos e diários. A zona submersa situa-se abaixo do nível da baixa-mar, portanto o concreto está permanentemente submerso e por último, a zona enterrada corresponde ao trecho de concreto imerso no lodo e solo subaquático do fundo mar. Todavia, deve ser observado que não existem limites

bem definidos entre as zonas, mas faixas de sobreposição entre as diversas zonas (CEB, 1993).

### 2.8.3 Deterioração do concreto em ambiente marinho

A deterioração do concreto exposto ao ambiente marinho pode ser resultante do efeito combinado da ação química dos constituintes da água do mar sobre os produtos de hidratação do cimento, da expansão álcali-agregado, da pressão de cristalização de sais dentro do concreto, da ação do congelamento da água do mar (climas frios), da corrosão da armadura em elementos de concreto armado e protendido e da erosão física devido à ação das ondas e objetos flutuantes (CEB, 1993). O ataque causado ao concreto, por qualquer uma destas ações, tende a aumentar a sua permeabilidade tornando-o não apenas progressivamente mais sensível à ações adicionais dos mesmos agentes agressivos, mas também à outros tipos de ataque. Assim, num estágio avançado de deterioração de uma estrutura de concreto exposta à água do mar, existirá uma rede iterativa de causas físicas e químicas de deterioração.

As formas, o tipo e gravidade de deterioração de uma estrutura de concreto dependem das características de cada zona de exposição, e podem ser desuniformes ao longo do elemento, conforme ilustrado na figura 2.9.

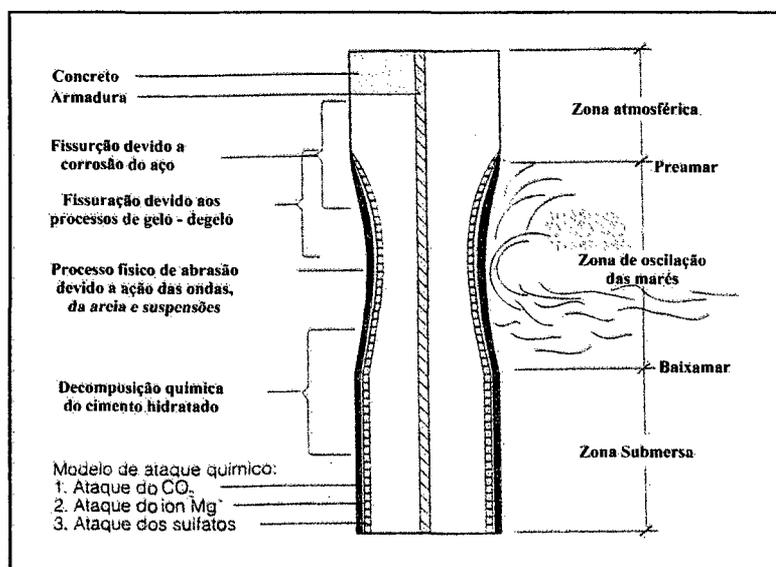


Figura 2.9 Deterioração de peças de concreto na água do mar (MEHTA, 1994).

A experiência mostra que o maior risco de corrosão de armaduras ocorre na zona de respingos e atmosférica, porém decresce, rapidamente para níveis situados acima do nível de preamar e é muito baixo na zona submersa. Contudo, no caso de concreto muito poroso e com baixo consumo de cimento na sua mistura, intensa corrosão por ataque de íons cloreto tem sido observado na zona submersa, mediante o desenvolvimento de macro-pilhas de corrosão (CEB, 1989). O risco de deterioração na zona submersa é normalmente pequeno, face à pequena concentração de oxigênio na água e difusão lenta em concretos saturados com água. Uma condição severa de exposição ocorre, quando a estrutura de concreto apresenta segmento imerso em água salgada e outro exposto, e em particular, no caso de haver parte alternadamente molhada pela água do mar, marés e vapores de água. Há, obviamente uma maior abundância de oxigênio na zona de variação, mas a corrosão é ainda limitada pelo baixo coeficiente de difusão através de concreto saturado (CEB, 1989).

A deterioração conhecida do concreto, devido às várias formas de ataque químico, ocorre sob certas circunstâncias na parte inferior da zona entre marés, zona submersa e zona enterrada. O dióxido de carbono dissolvido na água, o sulfato de magnésio e cloreto de magnésio reagem com componentes hidratados da pasta de cimento, formando compostos solúveis, precipitados e às vezes com características expansivas, como a etringita, mas cuja formação é inibida pela presença de íons cloreto. Assim, num concreto de razoável qualidade, normalmente o ataque químico por água do mar, não constitui um problema sério. No tocante ao ataque por sulfatos, algumas normas especificam limites de teor  $C_3A$  no cimento para o caso de obras marítimas, mas que devem ser ponderados com cautela porque em contraposição, são menos eficientes na proteção das armaduras nos aspectos de ingresso de íons cloreto (CEB, 1989).

#### 2.8.4 Mecanismos de transporte de íons cloreto no concreto

No ambiente marinho, os mecanismos de transporte que levam à movimentação e concentração de íons cloreto no interior do concreto, na grande maioria dos casos, são a absorção capilar e a difusão iônica.

A absorção capilar de íons cloreto, oriundos de sais presentes na água do mar, é o primeiro estágio de impregnação externa de elementos de concreto e restrito à região superficial. Este fenômeno ocorre somente em concreto não saturado, por contato e depende da porosidade nos aspectos de interconexão, diâmetro dos poros e umidade do concreto, bem como de características intrínsecas do líquido, tais como a viscosidade e tensão superficial.

A difusão iônica é o movimento predominante de íons cloreto para o interior do concreto através de meio aquoso, gerado por gradientes de concentração iônica existentes entre o meio externo e o interior do concreto, ou dentro do próprio concreto, e cujo movimento busca estabelecer o equilíbrio no interior do material poroso (concreto). Assim, é necessário a disponibilidade de certo teor de umidade mínimo no concreto, para a movimentação dos íons.

O transporte de íons cloreto é progressivo em concretos expostos à ciclos alternados de umidificação e secagem, característica de zona de variação entre marés e zona de respingos. O concreto seco vai sendo preenchido com água do mar por absorção capilar e, em certas condições, até a saturação. Caso as condições externas passem a ser mais secas, inverte-se o movimento da água e ocorre a sua evaporação pelas extremidades dos poros expostos ao ar. A evaporação envolve a água pura e a permanência dos sais no concreto, condição que implica num aumento da concentração salina da água nas proximidades da superfície, de modo que se estabelece um gradiente de concentração, e que origina o mecanismo de transporte por difusão dos sais da região superficial para as partes internas, que correspondem às de menor concentração. Assim, a água move-se para fora e os sais para dentro. O ciclo seguinte de umidificação com a água do mar trará mais sal para a solução contida nos poros capilares, entretanto agora o gradiente de concentração diminui de dentro para fora, cujo valor máximo ocorre à uma certa distância da superfície do concreto. Todavia, se o período de umidificação for curto e a secagem for reiniciada rapidamente, o ingresso de água salina transportará os sais para o interior do concreto e uma secagem subsequente removerá a água pura, deixando apenas os sais (NEVILLE, 1997).

A efetiva extensão de movimentação dos sais depende da duração dos períodos de umidificação e secagem, destacando-se que a umidificação do concreto é muito rápida e a secagem muito mais lenta, de forma que o interior nunca seca. Outrossim, deve-se observar que a difusão de íons é mais lenta nos períodos de umidificação.

O ingresso de íons cloreto no concreto é fortemente afetado pela efetiva extensão da seqüência de umidificação e secagem, que são variáveis de acordo com as características do local, tais como a incidência de vento, da exposição ao sol e mar e uso da estrutura, que determinam diferentes modos de umidificação e secagem para partes de uma mesma estrutura. Deste modo, não somente a umidificação e secagem da superfície do concreto influenciam no ingresso de agentes agressivos, mas a secagem de maior profundidade permite o seu ingresso para uma profundidade maior por ocasião da umidificação subsequente. Por essa razão, o concreto localizado na zona entre marés, na qual o período de secagem é curto, é menos vulnerável à corrosão das armaduras, se comparado ao concreto localizado na zona de respingos, cuja umidificação ocorre somente em situações de preamar ou com ventos fortes.

## **2.9 Corrosão dos metais**

### **2.9.1 Conceito**

A corrosão é o fenômeno da destruição dos materiais metálicos pela ação química ou eletroquímica do meio, à qual pode estar eventualmente associada a uma ação física. Em geral nos processos de corrosão, os metais reagem com elementos não-metálicos presentes neste meio, produzindo compostos semelhantes aos encontrados na natureza e dos quais são originários, caracterizando que nestes casos a corrosão corresponde ao inverso dos processos metalúrgicos. Com exceção dos metais nobres, que são encontrados na natureza sob a forma metálica, a obtenção de um metal requer a cessão de energia ao composto (minério) por intermédio dos processos metalúrgicos, resultando num nível de energia mais elevado para o metal obtido, se comparamos ao composto do qual o

metal é originário. O metal processado encontra-se num estado de equilíbrio metaestável e havendo condições propícias, ocorrem as reações de corrosão que devolvem o metal à sua forma original de composto, com a liberação de energia. Com a potencialidade natural de desenvolvimento deste fenômeno, a manutenção do metal em condição de equilíbrio estável requer a cessão adicional de energia e de forma contínua, que é efetuada através de métodos de proteção.

### 2.9.2 Corrosão metálica em meio aquoso

A corrosão do aço e de outros metais, em meio aquoso, é um processo de corrosão eletroquímica que envolve reações químicas com geração espontânea de corrente elétrica, como resultado da formação de pilhas eletroquímicas, ou pilhas de corrosão. Uma pilha eletroquímica apresenta como elementos indispensáveis, o anodo, cátodo, eletrólito e circuito metálico. O anodo é o eletrodo no qual ocorrem reações químicas de oxidação do metal, e que provocam a ionização de átomos metálicos para a solução (eletrólito), na forma de íons metálicos positivos e liberação de elétrons e dissolução do metal, isto é, a corrosão do metal. O cátodo corresponde ao eletrodo em que ocorrem reações de redução de espécies eletroquímicas ou íons do eletrólito, sem a participação do metal sobre o qual tem lugar a reação, a qual para um meio alcalino ou neutro e aerado envolve oxigênio e os elétrons oriundos do anodo. O eletrólito é um condutor, normalmente um líquido que contém íons do metal ionizado e que transportam a corrente elétrica do anodo para o cátodo. O circuito metálico é meio de escoamento dos elétrons, e retirando-se um desses componentes, elimina-se a pilha eletroquímica, e conseqüentemente diminui-se a possibilidade de ocorrência de corrosão.

### 2.9.3 Potencial de eletrodo

Um metal imerso numa solução aquosa (eletrólito) desenvolve um diferencial de potencial elétrico entre as fases sólida e líquida, que é simultaneamente de natureza elétrica e de natureza química, e por isso é denominada diferença de potencial eletroquímico (GENTIL, 1996). O sistema formado pelo metal e solução

(eletrodo) tende a evoluir espontaneamente de modo a atingir um estado de equilíbrio eletroquímico, quando se estabelece uma diferença de potencial entre as camadas de cargas elétricas de sinais contrários, representada pelas cargas elétricas negativas (elétrons) na superfície do metal e pelas cargas positivas (cations) da solução, que podem ser associadas ao arranjo ordenado de uma dupla camada elétrica na interface metal/solução, e cujo diferencial de potencial elétrico também é chamado potencial de eletrodo ou semi pilha (CASCUDO, 1997).

Esta situação reflete uma condição de equilíbrio elétrico e caracteriza um estado estacionário, no qual há dissolução do metal, porém sem o desenvolvimento da sua corrosão. O potencial de eletrodo mostra a tendência de ocorrência de uma reação no eletrodo, ou em outras palavras, a medida de facilidade com que os átomos do eletrodo perdem elétrons, ou da facilidade com que os íons recebem elétrons (GENTIL, 1996).

O valor do potencial de eletrodo depende de vários fatores, alguns deles ligados ao metal e outros vinculados com o eletrólito, como o tipo, concentração, temperatura, grau de aeração e agitação. Se as variáveis ligadas ao eletrólito forem fixadas, o potencial passa a ser função exclusiva do metal e das propriedades eletroquímicas de cada um, que pode ser medido sob condições padronizadas com relação ao potencial convencional de um eletrodo padrão, e cujo procedimento permite medir e ordenar o potencial dos metais, segundo a Série Eletroquímica de Potenciais Padrão de Oxidação e Redução dos Metais. Este potencial é tanto mais positivo quanto mais nobre ou menos solúvel for o metal, e o seu valor para um mesmo metal, aumenta com o aumento da concentração catiônica e de temperatura. Como esta série foi estabelecida sob condições padronizadas, não tem aplicabilidade em casos práticos que apresentam condições diferentes das padronizadas, contudo ela é útil para fins qualitativos (DUTRA, 1999).

#### 2.9.4 Pilha eletroquímica

A pilha eletroquímica é uma fonte que gera, espontaneamente corrente elétrica, através da transformação da energia química obtida por meio de uma reação de

oxi-redução, na qual o oxidante e o redutor são mantidos separados entre si de modo que a transferência dos elétrons para o redutor se processe por intermédio de um circuito externo (fio). A formação desse tipo de dispositivo pode ocorrer através da imersão de dois metais distintos em um mesmo eletrólito, ou também de regiões diferentes de um mesmo metal num mesmo eletrólito.

Dois metais ou ligas diferentes, imersos em um mesmo eletrólito, desenvolvem de modo individual o seu respectivo potencial de eletrodo de equilíbrio, cujos valores são diferentes entre si e ocasionam, o estabelecimento de um gradiente de potencial entre os eletrodos. Se for estabelecida uma ligação entre os dois metais, por intermédio de um condutor metálico, as condições de equilíbrio entre os dois metais são rompidas e há a formação de uma pilha eletroquímica, do tipo pilha galvânica, e desencadeia-se a corrosão denominada galvânica, bimetálica ou dissimilar metálica. A força eletromotriz estabelecida pela pilha desloca a corrente elétrica do metal mais ativo (anodo) para o mais passivo (cátodo), e que elimina a reversibilidade da reação anódica, de modo que o anodo sofre uma dissolução contínua enquanto ocorrer liberação para os seus elétrons (DUTRA, 1999). Um exemplo clássico de pilha eletroquímica do tipo galvânica, é a pilha comercial, na qual o reservatório de zinco e a haste de carbono são os dois metais, e o eletrólito é constituído pela pasta ácida. Quando os metais forem conectados através de uma ligação, por exemplo ao ligar uma lanterna elétrica, e considerando que o zinco possui um nível de energia superior ao do carbono, haverá liberação de energia e desenvolvimento de sua corrosão, enquanto que o carbono receberá esta energia e não sofrerá o processo de corrosão. O funcionamento da pilha ocorrerá até o momento em que o anodo for totalmente consumido.

Em certos casos, os materiais metálicos de mesma natureza podem originar diferença de potencial e formar pilhas eletroquímicas, denominadas pilhas de concentração. A geração desta pilha está diretamente ligada à existência de heterogeneidades relacionadas com a superfície do material metálico e ao eletrólito (meio corrosivo).

Dentre as heterogeneidades ligadas à superfície do material metálico, destacam-se as variações na composição química, presença de inclusões, concentração de

tensões, contorno, orientação e variações no tamanho dos grãos, tratamentos térmicos ou metalúrgicos diferentes, polimento de superfície, presença de escoriações e abrasões superficiais, bordas de superfície, diferença de formas, deformações diferenciais e pré exposições diferentes, enquanto que as principais heterogeneidades do eletrólito responsáveis pela formação de pilhas, são as variações de concentração, grau de aeração, temperatura, iluminação, grau de agitação e resistividade elétrica.

Na prática, dentre as pilhas relacionadas com às heterogeneidades do eletrólito se destaca a pilha de concentração diferencial, proveniente do contato do mesmo metal com regiões do eletrólito que apresentam diferentes concentrações iônicas, a pilha de aeração diferencial que é materializada pelo contato do metal com regiões diferentemente aeradas do eletrólito, e a pilha de resistividade elétrica diferencial, que decorre do contato do metal com meios de resistividades elétricas diferentes (DUTRA, 1999).

Uma fonte de energia externa pode provocar diferença de potencial entre eletrodos de mesma natureza química, formando as pilhas eletrolíticas que tem importância no estudo da corrosão, para os casos em que um dos eletrodos funciona como anodo, que é o elemento afetado de corrosão.

## **2.10 Passivação do aço no concreto**

As estruturas de concreto armado, em situações normais, tem demonstrado possuir características próprias de durabilidade adequada na maioria dos tipos de obras em que tem sido usadas, nos aspectos de preservação da indispensável solidariedade entre o materiais, concreto e o aço estrutural, para o exercício de determinada função estrutural segundo os diversos tipos de solicitações atuantes. Esta durabilidade das estruturas de concreto armado é o resultado de uma proteção natural de dupla natureza, que o concreto confere ao aço contra a corrosão, a saber, física e química (HELENE, 1986).

A proteção física, proporcionada pelo concreto à armadura das estruturas de concreto armado e protendido, consiste na sua preservação contra danos provocados por ação física ou mecânica, bem como contra a ação e o contato direto de agentes agressivos contidos no meio ambiente de exposição das estruturas. A capacidade natural da proteção depende da qualidade do concreto de recobrimento da armadura, caracterizada pela sua espessura e permeabilidade.

A espessura da camada protetora de concreto é importante porque dela depende o tempo efetivo de duração da proteção do aço, cujos valores de espessuras são especificados pelas diversas normas, considerando as características do meio ambiente de exposição e dos materiais aplicados (CEB- 1983).

Sob o ponto de vista econômico, a espessura da camada protetora deve ser a mínima indispensável, porque implica em adotar as menores dimensões para o elemento estrutural, para a mesma capacidade resistente requerida e aspectos de durabilidade, assim como resulta no menor custo direto face ao menor consumo de material. Sob um prisma estrutural e executivo, a adoção de espessuras maiores implica no incremento da intensidade de cargas permanentes, e exige cuidados maiores nos aspectos de inibição e controle de fissuras de origem plástica e térmica, utilização adicional de armaduras superficiais, e cura térmica adequada. A condição de adequada permeabilidade para o concreto de recobrimento é obtida por intermédio da adoção de valores apropriados de relação água/cimento, adequado adensamento do concreto fresco nas formas e adequada cura das superfícies externas do concreto (CEB – 1983).

Os poros capilares do concreto contêm uma solução aquosa com íons alcalinos provenientes de reações de hidratação do cimento, condição determinante de uma alta alcalinidade intrínseca com pH entre 12 e 13, e cuja característica é transferida à estrutura porosa do concreto. Este ambiente de elevada alcalinidade, cuja concentração iônica depende, principalmente da composição e características do cimento, do grau de hidratação e da relação água/cimento, é a condição suficiente para a formação de uma película microscópica, aderente, compacta e estável sobre as superfícies das barras de aço, quando inseridas em ambientes com pH superior à 11. As características peculiares da película formada tem caráter passivo e

exercem uma proteção natural química contra a corrosão eletroquímica, denominada passivação da armadura, porque impedem a dissolução da armadura embutida no concreto. Portanto, se a película passiva estiver totalmente estabelecida, mantida intacta e estável, há uma proteção eficaz e duradoura contra a corrosão da armadura devido à ação de agentes agressivos externos, desde que o concreto seja de boa qualidade, não sofra fissuras e não mude suas características físicas e químicas ao longo do tempo de exposição por ação do meio ambiente, mesmo com a verificação de outras condições favoráveis, como a presença de oxigênio e umidade (CEB, 1989).

## **2.11 Corrosão do aço no interior de elementos de concreto armado**

Os aços estruturais para aplicação em estruturas de concreto armado são produtos industriais, nos quais o elemento ferro está contido em teores não inferiores à 99% da massa total, podendo-se assim considerá-los com propriedades de corrosão equivalentes às do ferro, característica que descarta a formação de pilhas de corrosão do tipo galvânica. Por outro lado, os mesmos aços durante as diversas etapas de seus processos de fabricação, são submetidos à tratamentos mecânicos, térmicos e químicos que são responsáveis pela materialização de heterogeneidades microestruturais e superficiais. O concreto que envolve os aços, também apresenta heterogeneidades tanto nas interfaces de contato internas, como nas superfícies externas com o meio ambiente, que são geradas na fase de execução dos elementos ou desenvolvidas durante a sua utilização.

### **2.11.1 Pilhas eletroquímicas no concreto**

A presença de heterogeneidades nas superfícies internas e externas do concreto e nas superfícies das barras de aço envolvidas pelo concreto, é condição suficiente para estabelecer uma diferença de potencial de eletrodo entre regiões vizinhas micro ou macroscópicas, e gerar diversos tipos de pilhas eletroquímicas nas estruturas de concreto armado, destacando-se a pilha de aeração diferencial, pilha

de concentração diferencial, pilha de tensão diferencial, pilha de temperatura diferencial e pilha imposta.

A pilha de aeração diferencial é a mais comum nas estruturas de concreto armado, e é desenvolvida a partir de acesso não uniforme de oxigênio em regiões contíguas da armadura. A aeração diferencial imposta pelo meio ambiente de exposição da estrutura de concreto torna os locais com menor acesso de oxigênio, em áreas cátodicas e aquelas mais aeradas, tornam-se áreas preferencialmente anódicas. As situações típicas, para a ocorrência desse fenômeno nas estruturas de concreto armado, são áreas contíguas de concreto que apresentam densidade e permeabilidade diferentes (poroso e denso), presença de vazios superficiais no concreto junto à armadura e superfícies com diferentes formas de exposição, como elementos semi-enterrados no solo, semi-submersos em água ou expostos à atmosfera, conforme Figura 2.10 (HELENE, 1986) e Figura 2.11 (SHAFFER, 1971).

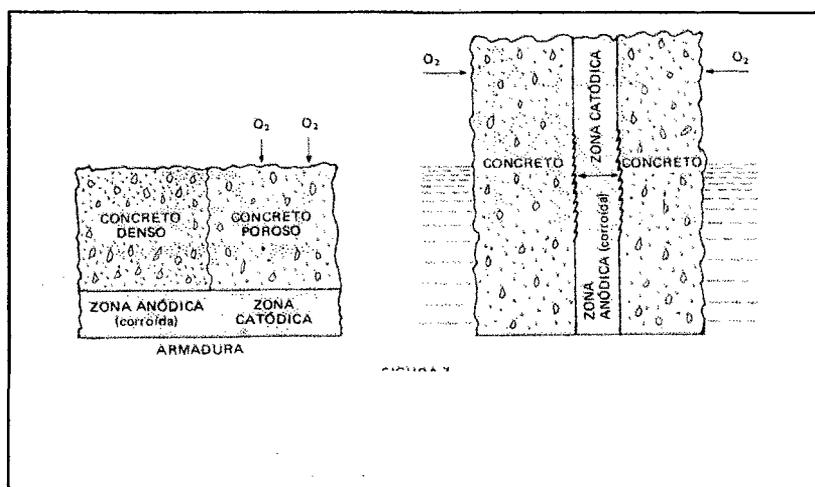


Figura 2.10 Pilhas de aeração diferencial no concreto (HELENE, 1986).

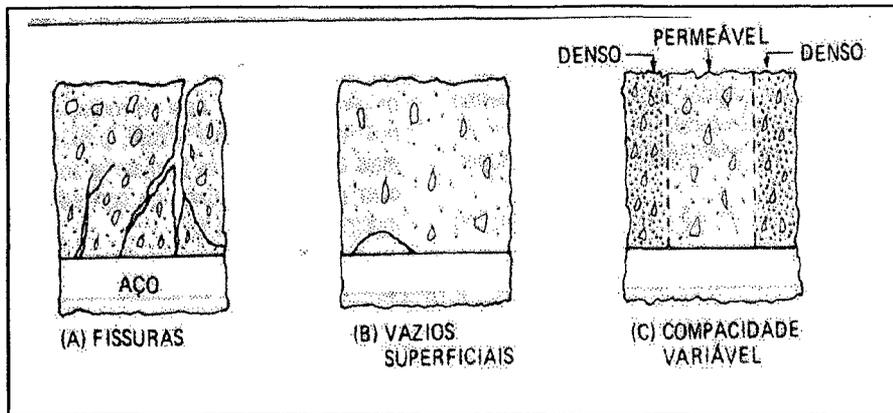


Figura 2.11 Outros casos de pilhas de aeração diferencial (SHAFFER, 1971).

A pilha de concentração diferencial é a segunda mais frequente e importante nas estruturas de concreto armado, e resulta de diferenças de concentração de sais na solução intersticial nos poros capilares e fissuras. As diferenças de concentração iônica podem ter origem intrínseca ao concreto, a partir do uso de diferentes materiais na composição do concreto, diferentes proporções dos materiais na mistura do concreto, qualidade deficiente de mistura, adensamento inadequado e cura inadequada com exsudação (SHAFFER, 1971). De origem externa, diferenças de concentração ocorrem em elementos estruturais parcialmente submersos em ambientes agressivos ou expostos parcialmente à ação de atmosfera agressiva, e a outra parte protegida em ambiente interno. Com relação à concentração diferencial de cloretos, as zonas com maiores concentrações da substância dissolvida tornam-se zonas anódicas e as com menores teores, formam as zonas catódicas.

A pilha de tensão diferencial desenvolve-se a partir de diferentes tensões numa mesma armadura, ou entre armaduras que foram obtidas por diferentes processos metalúrgicos ou tratamentos. O contorno dos grãos é parte integrante da micro estrutura dos metais, e são sensíveis à ação iônica quando sob tensão elevada. A ocorrência deste fenômeno é típica de aços deformados a frio, Classe B e aços de alta resistência, CP, que têm características anódicas em relação aos aços laminados a quente, Classe A, bem como em partes da mesma armadura sob tensão de tração, que tem características anódicas em relação às outras partes

submetidas à tensão de compressão, ou ainda em regiões com dobras em estribos e ganchos quando contíguos à trechos não dobrados (HELENE, 1993).

Pequenas alterações existentes na composição química e no estado superficial dos aços para concreto armado e protendido, caracterizadas pela presença de determinados elementos metálicos, presença de inclusões sólidas, fissuras e marcas longitudinais, ranhuras e rupturas da carepa de laminação, ações térmicas em decorrência de soldas e jateamento abrasivo de áreas, também podem acarretar comportamentos eletroquímicos, segundo a Figura. 2.12 (SHAFFER, 1971).

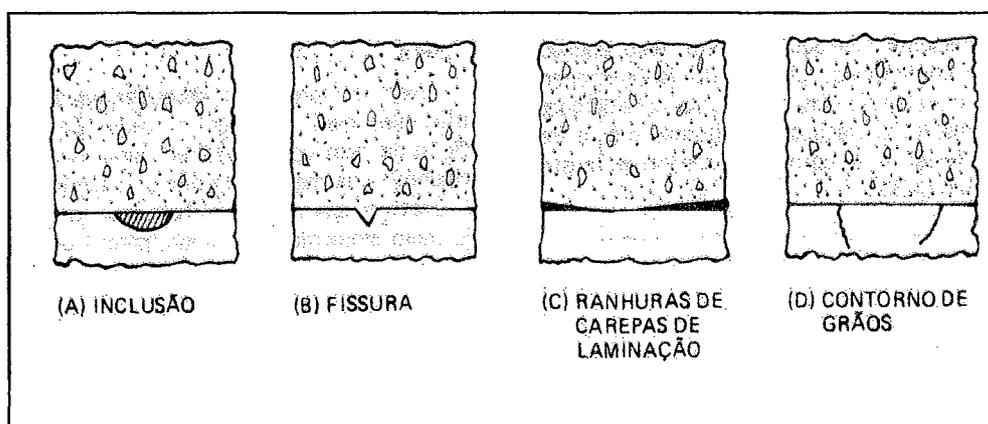


Figura 2.12 Tipos de pilhas de tensão diferencial (SHAFFER, 1971).

A diferença de temperatura verificada entre duas regiões circunvizinhas da mesma barra ou de barras conectadas eletricamente por estribos ou soldas, origina células eletroquímicas de temperatura diferencial, nas quais as zonas mais quentes tendem a ser anódicas e as menos quentes, catódicas.

A ação de fluxos de corrente elétrica externas à estrutura, chamadas correntes de fuga, erráticas ou de interferência, provenientes de sistemas de tração elétrica em corrente contínua de trens, metrô e bondes, máquinas de solda e sistema de proteção catódica, são disseminadas em um eletrólito de contato, especificamente no solo, e qualquer estrutura metálica ou de concreto armado que estiver na zona de interferência destes sistemas, será caminho preferencial para a corrente elétrica de retorno à fonte, estabelecendo a pilha eletroquímica imposta (GENTIL, 1999).

### 2.11.2 Condições básicas para a corrosão do aço no concreto

O desenvolvimento da corrosão do aço nas estruturas de concreto armado e protendido está vinculado ao funcionamento de uma pilha eletroquímica no concreto, e cuja formação requer a existência de três condições básicas, a saber, a presença de um eletrólito, existência de diferença de potencial de eletrodo, disponibilidade de oxigênio gasoso e presença eventual de agentes agressivos aceleradores. A representação genérica de uma pilha eletroquímica no concreto armado pode ser esquematizada segundo a Figura 2.13.

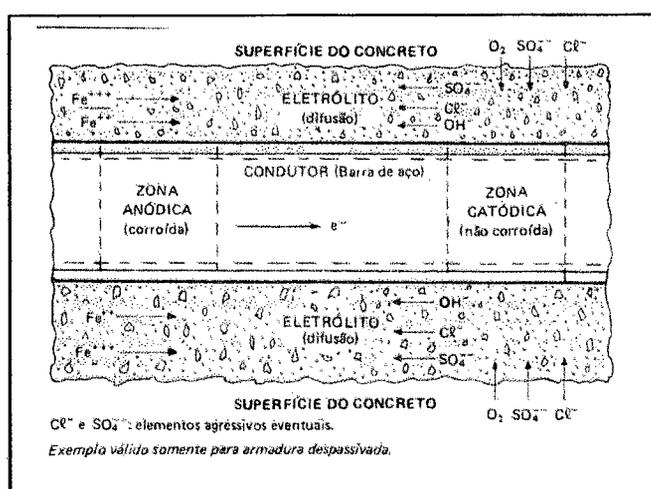


Figura 2.13 Pilha eletroquímica no concreto armado (SHAFFER, 1971).

O eletrólito é a fase líquida contida nos poros capilares do concreto, constituída, basicamente de uma solução saturada com elementos oriundos da hidratação do cimento e de álcalis do cimento,  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ,  $\text{Na}(\text{OH})$  e  $\text{K}(\text{OH})$  e, eventualmente de íons agressivos, como cloretos e sulfatos originários do meio ambiente externo. A água está sempre presente no concreto, e na maioria das vezes, em quantidade suficiente para atuar como eletrólito, principalmente nas partes externas da estrutura expostas às condições ambientais onde a sua presença é necessária, pois apresenta a propriedade de dissolver os íons e dar condições de mobilidade pela solução. A presença do eletrólito é indispensável para o processo eletroquímico porque fecha o circuito, na parte relativa ao deslocamento iônico através do mencionado eletrólito (CASCUDO, 1997).

A diferença de potencial de eletrodo, produzida entre duas zonas entre dois pontos da armadura de aço, está associada à formação de pilhas de natureza diferencial com relação à diversas possíveis heterogeneidades dos materiais, anteriormente apresentadas. As duas regiões, com diferentes potenciais elétricos ao longo da armadura, são interligadas através da própria barra de aço que é o condutor eletrônico. Na maioria dos casos formam-se micro-pilhas, que torna a corrosão generalizada e distribuída em toda uma região da barra, ou do tipo corrosão localizada, quando está associada à despassivação pontual do aço, geralmente resultante da ação de íons cloreto ou da existência de fissuras. Em presença de íons cloreto o processo de corrosão é conhecido por *pitting*, que se caracteriza por pequenos anodos e dissolução profunda do aço (HELENE, 1986).

O oxigênio gasoso  $O_2$  é necessário para a formação de produtos resultantes da corrosão eletroquímica do aço no concreto, através de reação catódica. A disponibilidade de oxigênio nas regiões catódicas é função da umidade do concreto, sendo que a sua difusão é mais acelerada no concreto parcialmente seco do que no concreto úmido. Todavia, a fim de que o oxigênio seja consumido na reação catódica, esse elemento precisa estar no estado dissolvido, considerando-se que todo o processo eletroquímico de corrosão do aço é controlado, pelo acesso de oxigênio dissolvido no eletrólito às regiões catódicas (CASCUDO, 1997).

Os agentes agressivos podem estar presentes no concreto por incorporação na mistura ou impregnados a partir do meio ambiente, porém, independentemente de sua forma de ingresso, contribuem para acelerar o processo de corrosão do aço porque aumentam, significativamente a condutividade elétrica do eletrólito. O papel de acelerador do processo de corrosão é limitado pelo teor de umidade do concreto, sendo os íons cloreto  $Cl^-$ , íons sulfato  $SO_4^-$  e o dióxido de carbono os mais comuns.

## 2.12 Mecanismos de corrosão do aço no concreto armado

O mecanismo de corrosão do aço das estruturas de concreto armado e protendido é de natureza eletroquímica, expresso através de um modelo simplificado constituído de dois processos, um anódico e outro catódico, cujas reações estão esquematizadas segundo a Figura 2.14 (BROOMFIELD, 1997).

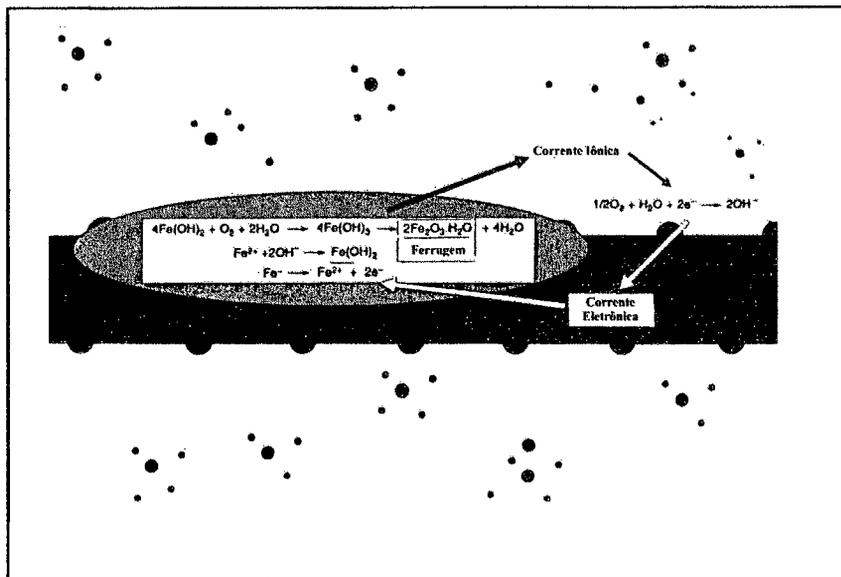


Figura 2.14 Reações de corrosão do aço no concreto (BROOMFIELD, 1997).

O processo anódico é a efetiva dissolução do aço no eletrólito, mediante a ionização de átomos do metal em íons  $\text{Fe}^{2+}$ , carregados positivamente e a disponibilização simultânea de elétrons livres, com carga elétrica negativa. Esta reação química de oxidação verificada no anodo pode ser expressa pela equação (2.2) (BROOMFIELD, 1997)



Para a preservação do equilíbrio, os elétrons livres são consumidos em outra parte da superfície do aço, o cátodo, para o qual são conduzidos por meio de um condutor metálico, que é a própria barra de aço. Neste local ocorre outra reação química que consome água e o oxigênio do eletrólito, para a formação de íons

hidroxila  $\text{OH}^-$ . Para o caso de um meio alcalino ou neutro e aerado, esta reação química pode ser expressa pela equação (2.3) (BROOMFIELD, 1997).



A análise das reações permite verificar que a transformação do ferro metálico (aço) em produto final de corrosão requer três condições, a saber, disponibilidade do ferro no estado metálico sobre a superfície do aço para o processo anódico, disponibilidade de oxigênio e água (umidade) para o processo catódico, e baixa resistividade elétrica do concreto, facilitando o fluxo de elétrons das áreas anódicas para as catódicas através de condutor metálico. Nas estruturas de concreto armado, cujo recobrimento de concreto é adequado e de boa qualidade, nenhuma das três condições pode surgir durante a vida útil da estrutura, consideradas a presença da película passiva sobre a superfície das barras de aço a elevada alcalinidade natural do concreto (MEHTA, 1992).

Com relação ao processo catódico, deve haver um suprimento contínuo de oxigênio e água, condição que não é alcançada facilmente, quando os elementos de concreto armado possuem um adequado recobrimento de concreto de boa qualidade. Se o concreto está saturado com água, a velocidade de difusão de oxigênio será muito lenta, mais rápida em concretos relativamente secos, porém em contrapartida, os concretos secos não são capazes para desenvolver a reação catódica, nem tampouco apropriados para a redução da resistividade elétrica do concreto, que é a terceira condição necessária para o desenvolvimento do processo eletroquímico (MEHTA, 1992).

Sob condições usuais, os produtos da corrosão contêm quantidades variáveis de água em sua composição, caracterizando que o oxigênio é consumido, e a água é necessária somente para o início e da continuidade do processo eletroquímico. Deste modo, não haverá corrosão nem em concreto seco, nem em concreto saturado ou imerso em água, mesmo que a película protetora da superfície do aço tenha sido destruída, pois o processo eletroquímico é impedido devido à escassez de oxigênio, difusão reduzida de oxigênio e condições ambientais mais uniformes ao longo da armadura (MEHTA, 1992) e (CARINO, 1998).

As exigências irreconciliáveis de umidade, com respeito ao preenchimento simultâneo das três condições necessárias para o desenvolvimento da corrosão do aço no concreto, podem retardar o início da corrosão das estruturas no campo. Constituem exceção, as estruturas marinhas que estão expostas à ciclos alternados de umidificação e secagem, nas quais a deterioração do concreto decorrente de corrosão do aço, é um problema mais restrito à zona de respingos, totalmente submersa e atmosférica (MEHTA, 1992).

### 2.13 Produtos da corrosão do aço no concreto

Dos produtos oriundos das reações anódicas e catódicas, os íons ferrosos  $Fe^{2+}$  se deslocam pelo eletrólito em direção ao cátodo, e os íons hidroxila  $OH^-$  migram em direção ao ânodo, ocorrendo numa região intermediária, a formação em diversos estágios, do produto final do processo de corrosão eletroquímica (ferrugem), cujos principais compostos são o hidróxido ferroso, férrico e férrico hidratado. Assim, o produto formado não caráter de proteção da superfície metálica. As reações químicas relativas aos vários estágios do processo, no caso mais freqüente de meios aerados, podem ser escritas pelas seguintes equações (2.4), (2.5) e (2.6), simplificadas (BROOMFIELD, 1997)



Os produtos finais da corrosão de armaduras de aço em estruturas de concreto armado dependem de vários fatores, tais como a alcalinidade do meio, grau de aeração, temperatura e teor de cloretos. O óxido férrico hidratado é o mais comum e mais estável dos produtos finais da corrosão, e pode existir sob duas formas,  $\alpha FeO.OH$  (goetita) e  $\gamma FeO.OH$  (lepidocrocita). Em etapas intermediárias das reações desenvolvidas, pode ocorrer também a produção da magnetita,  $Fe_3O_4$  (CASCUDO, 1997).

O produto final resultante da corrosão pode ser constituído de camadas sucessivas de óxidos de ferro hidratados, em diferentes estados de oxidação,  $\text{FeO}$ ,  $\text{Fe}_3\text{O}_4$  e  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ , dispostos, respectivamente no sentido da superfície do aço para a atmosfera. As reações explicam as colorações observadas na corrosão do aço, pois na região mais interna do produto de corrosão, isto é, em contato direto com o metal e que é local deficiente em oxigênio, a coloração é preta/esverdeada, típica da magnetita,  $\text{Fe}_3\text{O}_4$  e a parte superior, aquela em contato com o ar, apresenta coloração marrom ou avermelhada/alaranjada, típica de  $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$  (GENTIL, 1999). Os produtos da corrosão são expansivos em relação ao volume original de sua matriz, ferro (aço), e os volumes relativos dos principais compostos do produto de corrosão variam de 3 a 10 vezes, e constam da Figura 2.15, segundo (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

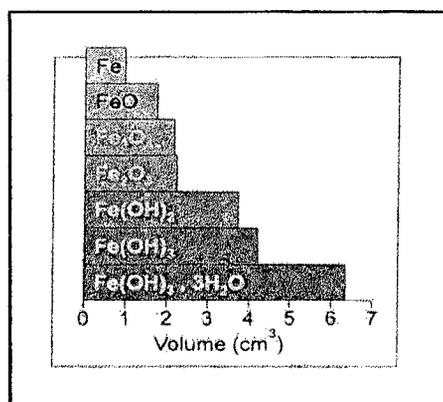


Figura 2.15 Volume relativo de expansão dos produtos de corrosão (MEHTA, 1994).

## 2.14 Manifestações externas da corrosão do aço no concreto

Com a evolução do processo de corrosão do aço, os vários produtos formados acumulam-se na periferia da barra, face à posição estática da água no interior dos poros. Devido à inexistência de mecanismos de remoção do produto formado e acumulado na superfície da barra de aço, bem como das características porosas e expansivas do produto da corrosão, resultam tensões de tração no concreto segundo a direção radial das barras, cujos valores podem superar 15 MPa (CANOVAS, 1984). Como o valor da resistência à tração do concreto de recobrimento é reduzido, ocorre a fissuração nos elementos estruturais de

concreto, inicialmente na forma de fissuras direcionadas segundo à direção paralela à armadura corroída, através da qual emergem alguns produtos mais solúveis que causam manchas na superfície externa. Tem sido mencionado, que perdas de seção transversal da barra inferiores à 100  $\mu\text{m}$ , são capazes de iniciar a fissuração e desprendimento do concreto (DURAR,1999).

Uma vez viabilizada maior facilidade para o ingresso de agentes agressivos a partir do meio ambiente, o processo de corrosão evolui na forma de acúmulo de quantidade maior de produtos insolúveis ao redor das armaduras, que provoca aumento de expansão e desenvolvimento de maior quantidade de fissuras, com aberturas também maiores e em seu estágio final de evolução, verifica-se a formação de lascas e o desprendimento do concreto de recobrimento. Esta situação facilita ainda mais o ingresso de agentes agressivos em direção ao aço e, conseqüentemente influencia diretamente na aceleração do processo de corrosão (CASCUDO, 1997). Uma deterioração típica de elemento estrutural de concreto, por corrosão de sua armadura, consta da Figura 2.16.

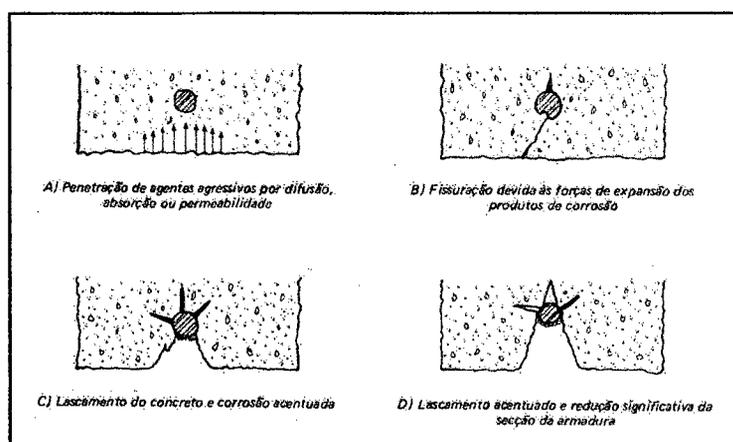


Figura 2.16 Deterioração típica de elemento em concreto armado por corrosão da armadura (SHAFFER, 1971).

Na maioria dos casos, o processo da corrosão é nitidamente visível, pois os produtos de corrosão atingem a superfície do concreto e se manifestam nas bordas das fissuras através de manchas, com colorações que variam entre o avermelhado, alaranjado e marrom. Todavia não constitui, uma regra geral, a formação de fissuras quando do desenvolvimento de processo de corrosão de armaduras, como

é o caso de concreto úmido. Neste caso os óxidos gerados podem migrar através da rede de poros, e emergir na superfície sob a forma de manchas marrom avermelhadas, cuja posição pode ser diferente da posição da armadura em corrosão. Quando a corrosão do aço se desenvolve em ambiente com baixa concentração de oxigênio, os produtos de corrosão tem volume de expansão entre  $\frac{1}{2}$  a 2 vezes do volume do aço original, de modo que o processo de corrosão evolui muito lentamente, e em casos especiais, os produtos de corrosão podem se difundir dentro dos vazios e poros do concreto, sem a formação de fissuras e de lascas. Em tal situação, pode-se desenvolver uma séria corrosão do aço e com possibilidade de ocorrência de ruptura brusca do elemento estrutural, destituída de algum sinal visível de alerta (CASCUDO, 1997).

### **2.15 Conseqüências da corrosão do aço no concreto**

As principais conseqüências do processo de corrosão do aço no concreto são a redução da seção transversal do aço, fissuração do concreto de recobrimento e seu possível desprendimento, perda de aderência entre aço e concreto e redução da seção transversal do concreto estrutural. Tem sido observado que para pequenos níveis de corrosão da armadura pode ocorrer a perda de aderência entre os materiais constituintes, concreto e aço. A falha de aderência entre as barras da armadura e o concreto estrutural pode ocorrer por arrancamento das barras e fendilhamento do concreto, sendo que o primeiro tipo ocorre no caso do concreto envolvente apresentar volume relativamente grande e com eficiente confinamento, mediante o corte dos consolos de concreto situados entre as nervuras que são responsáveis pela aderência mecânica. Por outro lado, barras com pequeno espaçamento e envolvidas com concreto de reduzida espessura, deverão desenvolver fissuras paralelas ao seu eixo devido às forças de expansão provocadas pelos produtos da corrosão. O crescimento do fendilhamento pode ser restringido pela presença de moderada quantidade de armadura transversal, na forma de estribos em vigas (OLIVEIRA et al, 1999).

A partir de ensaios realizados por ALMUSALLAM et al. (1996) para níveis de corrosão entre 4% e 7% ocorre uma forte redução na resistência por aderência,

cujo valor residual é apenas de 35% da resistência observada no arrancamento de barras sem corrosão, e a perda de aderência é decorrente de fendilhamento do concreto, bem como verificou-se a influência da espessura do recobrimento. Para níveis de corrosão entre 8% até 80%, ocorre um significativo deslizamento relativo entre a barra e o concreto e a resistência ao arrancamento varia de 35% à 10% da de uma barra íntegra. O comportamento pode ser explicado pelo fato de que com o aumento do nível de corrosão ocorre uma redução nas dimensões das nervuras das barras, que contribuem com uma parcela de resistência mecânica na aderência entre os materiais. Outro fator que intervém na resistência por aderência para níveis elevados de corrosão é a abertura das fissuras ocasionadas pela expansão volumétrica da barra, cujo valor crítico de abertura é 0,30mm e que corresponde à uma perda de 25% das dimensões das nervuras da barra (OLIVEIRA et al, 1999).

Em peças fletidas, a perda de aderência decorrente da corrosão de armaduras acarreta a perda significativa de rigidez e provoca um aumento de deslocamentos, se comparado com os valores estimados exclusivamente pela consideração da redução da seção transversal das armaduras principais. Deste modo, para peças fletidas e submetidas à baixos níveis de corrosão, pode-se atingir um estado limite de utilização por deformação excessiva que inviabiliza a utilização da estrutura, ou reduzir a segurança da estrutura em relação ao estado limite último caracterizado pela perda de capacidade resistente da estrutura (OLIVEIRA et al, 1999).

A análise do comportamento de peças fletidas e deterioradas foi efetuada utilizando como modelo básico, uma viga que ao longo de uma determinada extensão apresenta armaduras livres de envolvimento de concreto e que configura a inexistência localizada de aderência. Este modelo é bastante representativo para as situações de corrosão, quando as barras revestidas pela ferrugem ficam isoladas do concreto que originalmente as envolvia. Os ensaios realizados, com vigas de concreto armado danificadas e simplesmente apoiadas, mostraram que a redução de sua capacidade de carga dependia da fração do vão com armaduras livres, da distribuição de cargas ao longo do vão, da taxa de armaduras, da posição do trecho danificado, da forma do carregamento e a forma da seção transversal do elemento. Para peças sub-armadas, a perda de aderência num pequeno trecho e que compreenda a região de momento máximo, o comportamento do elemento

estrutural continua como se estivesse íntegro, ou seja como peça subarmada, e se o trecho for significativo, a ruptura pode ocorrer para um momento resistente menor e as armaduras no elástico, e cujo comportamento é característico de peça superarmada. As vigas com seção T apresentam perda de resistência menor do que as vigas de seção retangular, pois a zona de concreto comprimida é maior. As reduções de capacidade de carga nas lajes e vigas são diretamente proporcionais à maior ou menor taxa de armadura, menores para cargas uniformes do que para cargas concentradas aplicadas no meio do vão e indiretamente proporcionais à resistência de compressão do concreto (RIPPER e SOUZA, 1998). Na maioria dos casos, as condições reais das peças fletidas diferem dos modelos, principalmente nos aspectos de continuidade através de vários vãos e vinculação com os apoios que permitem uma redistribuição de esforços.

No caso de elementos estruturais comprimidos, a corrosão de barras da armadura longitudinal de pilares provoca fissuras, trincas no concreto de recobrimento, e até o seu lascamento em casos mais avançados de corrosão. Segundo ensaios realizados, a fissuração reduz significativamente a carga última do pilar, e deve-se mesmo desprezar a contribuição do concreto de recobrimento sempre a abertura das fissuras atingir 0,20mm. A deterioração severa pode implicar em perda de seção transversal das barras da armadura longitudinal, e a conseqüente redução na capacidade de carga da peça é em geral reduzida, se comparada à resultante do efeito da fissuração do concreto de recobrimento (RIPPER e SOUZA, 1998). A redução das dimensões das peças comprimidas implica no aumento do índice esbeltez.

A corrosão afeta inicialmente os estribos que apresentam a menor espessura de recobrimento, pequeno diâmetro e estão submetidos à tensões de tração, e tem efeitos muito mais sérios porque o confinamento do concreto fica comprometido e as barras longitudinais ficam livres, e por conseguinte mais susceptíveis à instabilidade lateral. A diminuição do efeito do confinamento do concreto tem sérias implicações nos elementos, uma vez que os estribos contribuem para o equilíbrio das deformações transversais do concreto, principalmente para carregamentos próximos da carga última.

Para o estabelecimento da capacidade última de peças comprimidas são adotadas diversas hipóteses, destacando-se que a resistência total é constituída pela soma das resistências dos materiais, a contribuição uniforme da seção de concreto na obtenção da capacidade de carga total, o recobrimento do concreto e os estribos impedem a instabilidade lateral das barras da armadura longitudinal e desconsideração do efeito da deformação lenta do concreto. Na realidade não se verifica rigorosamente a validade de todas as hipóteses, visto que o carregamento atuante é de longa duração que suscita o efeito da deformação lenta e que acarreta redução das tensões de compressão no concreto. No caso de peças deterioradas, o efeito da deformação lenta será mais acentuado devido à ocorrência de valores mais elevados para as tensões de compressão no concreto, por causa da perda do recobrimento por fissuração ou deslocamento.

As barras da armadura longitudinal estão impedidas de sofrer instabilidade lateral devido ao concreto de recobrimento e estribos, e quando o concreto se desprende ou fatura bastante, esta restrição é especialmente reduzida e mantida unicamente pelos estribos. Mesmo garantida a instabilidade elástica das barras através de estribos convenientemente espaçados, ocorre a instabilidade inelástica nestas barras para tensões próximas do seu limite de escoamento. Além do mais, ocorrem imperfeições geométricas adicionais, perda de recobrimento e diminuição da seção transversal de estribos, condições que reduzem bastante a carga de escoamento das barras, de modo que o concreto já danificado absorva mais carga e que aumenta as possibilidades de ruína do elemento comprimido.

## **2.16 Despassivação da armadura**

O desenvolvimento do processo de corrosão, da armadura embutida no interior de um elemento estrutural de concreto, requer a prévia destruição da película protetora e passiva da superfície do aço, denominada despassivação do aço. A despassivação do aço pode ocorrer por intermédio de dois modos, a saber, pela diminuição gradativa da elevada alcalinidade natural do concreto, ou pela destruição da película passiva e protetora da superfície do aço, que são causadas,

respectivamente pela carbonatação do concreto e ataque de íons agressivos sobre a superfície do aço.

### 2.16.1 Carbonatação do concreto

A carbonatação é um processo natural de deterioração das estruturas de concreto expostas, provocado pelo dióxido de carbono disponível no ar atmosférico, que à semelhança de outros gases ácidos, torna-se reativo mediante a sua solubilização na água para formar o ácido carbônico. Devido à permeabilidade da estrutura porosa do concreto à líquidos e gases, e ao preenchimento dos poros com uma solução aquosa saturada de íons alcalinos, a carbonatação é um processo físico e químico que envolve a difusão do dióxido de carbono gasoso na fase aquosa dos poros do concreto, e a posterior reação química do mesmo dissolvido na água, com constituintes alcalinos presentes na solução saturada, segundo o modelo esquematizado na figura 2.17.

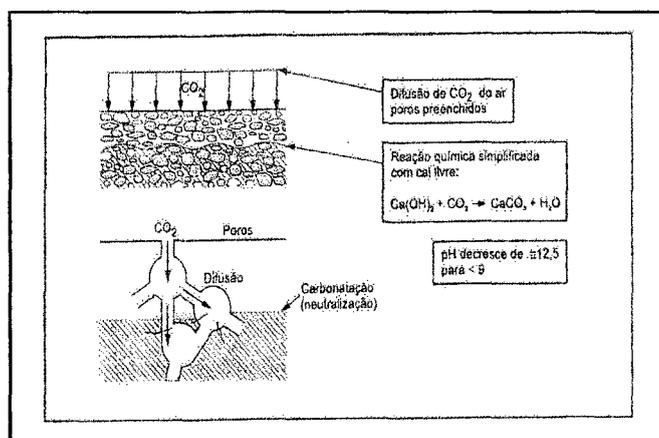


Figura 2.17 Modelo simplificado da carbonatação do concreto (CEB, 1989).

A carbonatação envolve, fundamentalmente a combinação do hidróxido de cálcio com o dióxido de carbono solubilizado em água, e a formação de um precipitado insolúvel de carbonato de cálcio, segundo as seguintes equações (2.7) e (2.8) simplificadas (BROOMFIELD, 1997)





As equações químicas ocorrerão num determinado momento e numa extensão de profundidade variável devido à presença de agregado graúdo e fissuras, denominada frente de carbonatação, que delimita uma interface de alcalinidades distintas a partir da superfície externa exposta.

A deterioração de estruturas, provocada por carbonatação do concreto, não afeta a integridade do concreto, diferente do que ocorre sob ataque químico de íons agressivos e ácidos. Após a dissolução e combinação de todos os hidróxidos alcalinos e parte de silicatos de cálcio da pasta de cimento endurecida, com o dióxido de carbono dissolvido na água dos poros, a elevada alcalinidade natural da solução aquosa dos poros do concreto, com pH entre 12 e 13 verificado no início do processo de carbonatação, o seu valor é reduzido para 8,3 sob condições de pressão normal do dióxido de carbono. Se a frente de carbonatação, com pH reduzido a 8,3, atingir profundidades no concreto correspondentes à posição da armadura, a película protetora e existente na superfície do aço será destruída e removida (despassivação), condição que pode propiciar o início da corrosão eletroquímica, desde que estejam presentes os outros elementos indispensáveis para as reações de corrosão, tais como o oxigênio e a umidade. O processo de carbonatação do concreto pode ser representado, segundo o modelo simplificado da Figura 2.18. (CEB 1983).

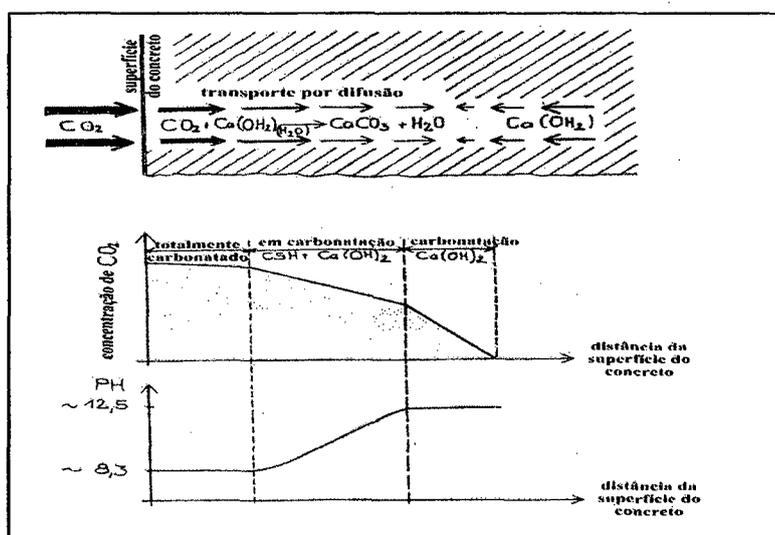


Figura 2.18 Efeitos da carbonatação no concreto (CEB, 1983).

O ingresso do dióxido de carbono ocorre através da estrutura porosa do concreto a partir das superfícies externas expostas ao gás, e a predição de sua velocidade pode ser avaliada através da primeira lei de difusão de Fick, segundo a qual a velocidade de difusão é inversamente proporcional com a distância referida à superfície do elemento,  $dx/dt=1/kx$ . A integração da equação diferencial leva à obtenção da solução generalizada,  $x=At^n$  e adota-se  $n=1/2$  para condições típicas de ambientes internos, que corresponde à conhecida função raiz quadrada do tempo (BROOMFIELD, 1997). Porém, o processo de carbonatação modifica a micro estrutura dos poros do concreto, e dentro dos quais existe variação de umidade com a profundidade e ocorrência de fissuras, condições que provocam um desvio em relação à lei. Deste modo, a equação tem caráter apenas aproximado, e implica na realidade, que o avanço da frente de carbonatação é mais lenta do aquela calculada pela função  $t^{0.5}$ , porém aproxima-se para o mesmo valor último, depois de um longo período de tempo conforme resultados obtidos de testes (CEB, 1983).

O processo mais utilizado, para a determinação qualitativa da profundidade da frente de carbonatação, é a verificação da alteração do nível de pH do material, considerando-se que a redução da elevada alcalinidade natural da estrutura porosa do concreto é um efeito característico do processo de carbonatação. A identificação de mudanças na alcalinidade do meio ambiente é efetuada, normalmente mediante a utilização de indicadores químicos ou de neutralização, cuja propriedade mais notável é a mudança gradual de cor em um pequeno intervalo de pH, chamado intervalo de mudança de cor ou de viragem.

Os indicadores, em solução, assumem cores características quando expostos em meios ambientes, cujo pH seja superior ou inferior ao intervalo correspondente a mudança de pH dos mesmos. A fenolftaleína é um indicador químico cujo intervalo de mudança varia entre pH 8,3 e pH 9,5, quando sua coloração varia de incolor para vermelho carmim (BROOMFIELD, 1997), e a timolftaleína é outro indicador químico cujo intervalo de viragem de cor está entre pH 9,0 e pH 10,5, de incolor para azul (DURAR, 1998). Esta propriedade dos indicadores permite definir uma linha divisória entre a região incolor e a de coloração típica, quando os mesmos são aplicados sobre a superfície dos materiais. No caso específico do concreto

armado, se após a aplicação de indicador químico a superfície apresentar a coloração típica, esta região é básica, ou seja o concreto não está carbonatado, e se na condição de incolor, esta região apresenta carbonatação do concreto, uma vez que a alcalinidade típica do processo tem pH 8,3 que corresponde aos pontos inferiores de mudança de cor).

A avaliação prática do processo de carbonatação do concreto armado consiste na determinação da posição da frente de carbonatação no interior do elemento de concreto, para comparar com a espessura da camada de recobrimento da armadura a fim de estimar a quantidade de armadura despassivada, ou a predição do tempo necessário para atingir a profundidade correspondente à posição da armadura (DURAR, 1998). A técnica consiste na aspersão de indicador químico sobre uma superfície recém fraturada ou cortada de amostras do elemento de concreto, cuidadosamente limpa de pó de concreto oriundo de perfurações, amostragem ou corte de áreas carbonatadas, para prevenir a contaminação de superfícies não carbonatadas ou vice versa. A medição da posição da frente incolor com relação à superfície externa do elemento é efetuada após um período de tempo não superior à 15 minutos, e determina-se com a devida precisão os seus valores, para um número mínimo de leituras definidas em função do tamanho da amostra.

O indicador químico mais usado é a fenolftaleína cuja mudança de cor, de incolor para o vermelho carmim, ocorre no intervalo de pH 8,3-9,5, e o máximo contraste da coloração típica obtém-se mediante o uso de solução com 1 grama de fenolftaleína em 100 ml álcool etílico e água, em proporções iguais ou mais água que álcool (BROOMFIELD, 1997). O uso deste indicador, para fins de avaliação da carbonatação do concreto, é um método consagrado devido à sua simplicidade, facilidade de realização e baixo custo, mas que apresenta, em situações peculiares, algumas limitações. Devido à pequena diferença existente entre o valor de pH 9,5 correspondente à mudança de cor e o valor de pH 10,5, que corresponde à manutenção da proteção química da armadura, o uso exclusivo de solução de fenolftaleína não detecta a situação de início de despassivação de armaduras, que ainda exporia a cor vermelho carmim, característica de valor pH superior à 9,5. Isto significa que a frente de carbonatação pode estar mais adiantada em relação à

linha divisória, e o aço pode estar despassivado numa certa distância além da região de mudança de cor do indicador, cuja particularidade deve ser devidamente considerada quando da medição das profundidades de carbonatação através do uso de fenolftaleína, principalmente para predição da velocidade e extensão da despassivação da armadura (CASCUDO, 1997).

Outrossim, a presença de agregados escuros na mistura pode confundir as leituras de mudança de coloração, em estruturas enterradas a frente de carbonatação não representa a provocada pelo ingresso de dióxido de carbono originário da atmosfera, a cor vermelha é indicadora da presença de hidróxido de cálcio, mas não necessariamente de ausência total de carbonatação (BROOMFIELD, 1997). A verificação de um valor pH baixo não permite fazer distinção quanto à sua origem, se devido à carbonatação ou outros gases ácidos, e não é aplicável em concretos que contenham cimentos aluminosos na mistura, ou seja não tem cal livre (NEVILLE, 1997).

#### 2.16.2 Corrosão do aço no concreto, por ataque de íons cloreto

Os íons cloreto podem estar presentes nas estruturas de concreto armado, a partir de sua incorporação na fase de mistura e preparação, mediante o uso de aditivos químicos à base de cloreto de cálcio, uso de água salobra na mistura, ou o uso de agregados de natureza ácida ou contaminados pelo meio ambiente. Outrossim, estes íons podem estar presentes no concreto em consequência de seu transporte através da estrutura porosa (BROOMFIELD, 1997), após sua impregnação nas superfícies expostas do concreto a partir de sua disponibilidade no meio ambiente, conforme processo esquematizado na Figura 2.19.

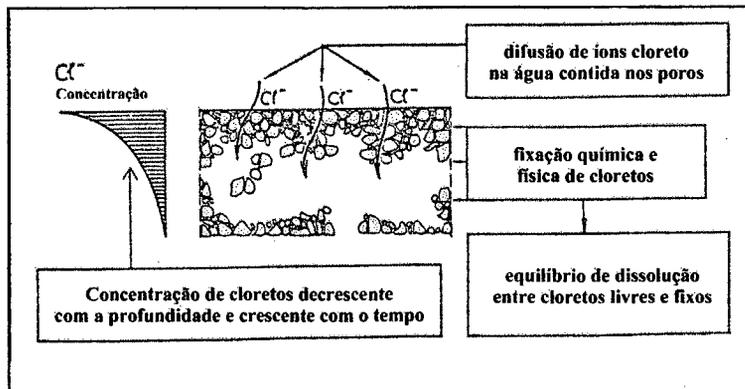


Figura 2.19 Penetração de íons cloreto a partir do meio ambiente de exposição (CASCUDO, 1997).

As principais fontes de íons cloreto são o ambiente marinho, sais utilizados para o derretimento de neve acumulada sobre as estruturas, caso específico de obras localizadas em países de clima frio, e substâncias químicas agressivas incidentes sobre as estruturas em função da forma de utilização, como depósitos de sal, indústrias de fertilizantes, aquários e outros.

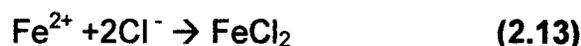
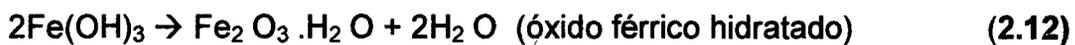
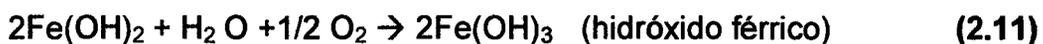
Independente da fonte, os íons cloreto podem encontrar-se presentes na estrutura porosa do concreto, na forma de íons cloreto fixos e íons cloreto livres, que estão dissolvidos na fase aquosa dos poros (BAUER, 1996). A principal forma de fixação de íons cloreto realiza-se através de reações químicas com produtos de hidratação do cimento Portland, especialmente o aluminato tricálcico ( $C_3A$ ) e o ferroaluminato tetracálcico ( $C_4AF$ ). Da reação com o primeiro produto, resulta o cloroaluminato de cálcio, ou sal de Friedel, que evidencia a influência do teor de aluminato tricálcico do cimento e o teor de cimento presente na mistura, como fatores intervenientes na capacidade de fixação química de íons cloreto (CEB, 1983).

A capacidade de fixação de íons cloreto oriundos do meio ambiente, na forma de sal de Friedel, é limitada em função do teor de outros íons presentes na fase aquosa dos poros, por exemplo íons hidroxila  $OH^-$ , que caracteriza a impossibilidade de fixação de todos os íons cloreto impregnados do exterior. Os íons cloreto fixos são de natureza inofensiva no tocante à corrosão da armadura, e cujo teor corresponde, aproximadamente a 0,40% da massa em cimento, mas cujo

valor poderá ser alterado ao longo do tempo, em algumas determinadas circunstâncias, pois este composto não é estável para valores de pH mais baixos, situação que ocorre no processo de carbonatação do concreto. Nesta situação ocorre uma dissociação do composto e há liberação e reposição de íons cloreto para a solução da qual tinham sido removidos e conseqüentemente, no aumento do teor de íons cloreto livres (CEB, 1983).

O mecanismo de despassivação do aço, por ataque de íons cloretos, é um tanto diferente daquele da carbonatação, no sentido de que a destruição da película protetora ocorre com a redução do valor de pH, somente numa pequena extensão do concreto que envolve a armadura (BROOMFIELD, 1997). Os íons cloreto livres, disponíveis na estrutura porosa do concreto, reagem com a água para formar o ácido clorídrico, que quando disponível em quantidade suficiente na interface aço/concreto, destrói a película protetora da superfície do aço acompanhada de redução da alcalinidade local.

O processo de destruição da película passiva e protetora do aço expõe o ferro integrante da barra de aço, ao estado metálico, sobre a qual forma-se uma pequena área anódica e a área remanescente, ainda passiva, constitui a área catódica, que na presença simultânea de eletrólito e condutor metálico, formam uma célula de corrosão ou célula eletroquímica, condição indispensável para o desenvolvimento da corrosão eletroquímica do aço, em meio aquoso. Na presença de íons cloretos, as reações simplificadas (2.9), (2.10), (2.11), (2.12), (2.13), (2.14) e (2.15) são as seguintes:





Da observação das equações simplificadas, verifica-se que o oxigênio é consumido, e a água regenerada é necessária para manter a continuidade do processo, de modo que não ocorre a corrosão de aço em concreto seco ou totalmente submerso, exceto quando a água pode reter oxigênio, por exemplo, pela ação de ondas. Os íons cloreto não são consumidos no processo porém regenerados, face ao fato que os produtos da corrosão (ferrugem) não contém cloreto, caracterizando que os íons cloreto atuam como catalisador do processo de corrosão do aço, e cuja circunstância torna difícil reparar danos oriundos de ataque por íons cloreto, devido à dificuldade de remoção (NEVILLE, 1997).

A corrosão provocada por íons cloreto é, particularmente propensa à formação de áreas bem isoladas (macro células), com ferrugem, separadas por áreas que apresentam as superfícies do aço, limpas, embora a separação entre as áreas corroídas não represente, necessariamente a distribuição de íons cloreto ao longo da barra de aço. As reações anódicas ocorrem em pequeno eletrodo (anodo) e as reações catódicas, em grande cátodo, cuja relação desproporcional entre superfícies ocasiona a dissolução do aço, em direção ao núcleo da barra de aço (BROOMFIELD, 1997). Este tipo de corrosão deve-se à existência de teor elevado de água no concreto para transporte de íons cloreto, à retenção de umidade no concreto proporcionada pela característica higroscópica dos íons cloreto, ao aumento de condutividade elétrica do concreto face à presença de água nos poros e ao deslocamento iônico entre os anodos e cátodos formados, que se apresentam bem separados entre si.

A corrosão, provocada por ataque de íons cloreto (pitting), ocorre em local restrito à pequena área de cavidade (pit), e se desenvolve, via de regra, a partir do instante de superação do valor crítico de concentração de íons cloreto no concreto, independentemente de influências externas. A formação de novos pits está impedida por algum tempo, situação que mantém a pequena área ativa e aumenta

a corrosão em profundidade, e de modo inclinado para o interior do aço. (CEB, 1983). A Figura 2.20 sintetiza a corrosão induzida por ação de íons cloreto no aço

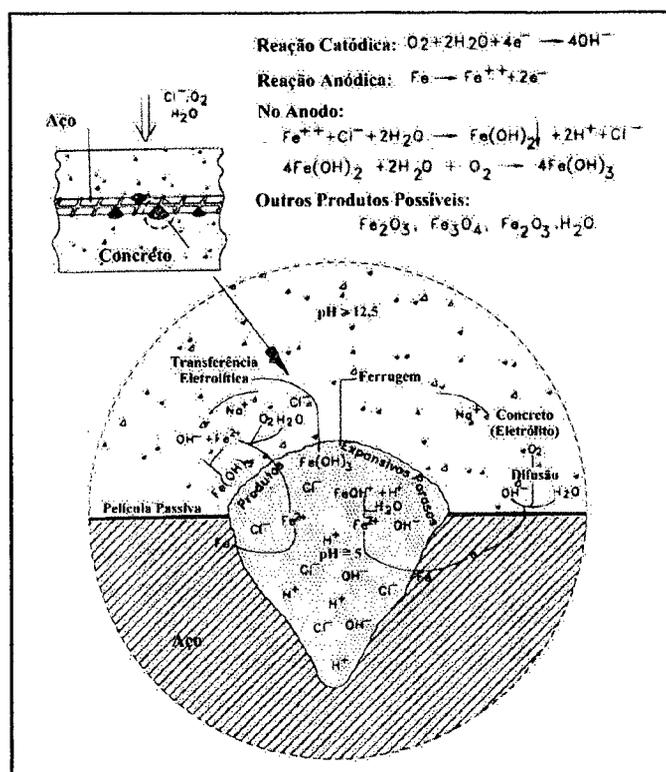


Figura 2.20 Corrosão localizada por ação de íons cloreto no aço (DURAR, 1998).

A definição de um valor crítico para a concentração de íons cloreto na fase líquida dos poros do concreto, abaixo do qual não ocorra a despassivação e corrosão da armadura, é um assunto controverso no meio técnico diante da diversidade de fatores intervenientes, tais como tipo de aço utilizado, tipo de cimento na mistura, relação água/cimento, suprimento de oxigênio, teor de umidade relativa do concreto e a própria concentração de íons no meio (KULAKOWSKI, 1994). Ademais, há diversas formas de expressão deste valor, ora referido à massa de concreto ou massa de cimento, quanto à origem dos íons, se incorporados ou impregnados, quanto ao tipo de estrutura, se em concreto armado ou protendido, que determinam na natural divergência entre valores críticos recomendados, como limite máximo para a concentração de íons cloreto nos elementos de concreto (CASCUDO, 1997).

Diversas normas estabelecem limites rigorosos para o teor total de cloretos, qualquer que seja a origem. Por exemplo, a BS 8110 Parte 1, 1985 (NEVILLE, 1987) limita o total de íons cloreto em concreto armado ao valor de 0,4% com relação à massa de cimento, e 0,1% para concreto protendido. O enfoque, segundo o ACI 318-83 (NEVILLE, 1987) é baseado no teor máximo de íons cloreto solúveis em água por massa de cimento, ou seja, o valor do teor de íons cloreto em concreto armado é fixado em 0,15% da massa de cimento e 0,06% para concreto protendido. Os valores são substancialmente diferentes, uma vez que os íons cloreto solúveis e livres na água dos poros, são apenas uma parcela da concentração total de cloretos disponíveis no concreto.

O valor de 0,4%, relacionado à massa de cimento, constitui um bom critério do lado seguro para valor crítico de concentração de íons cloreto no concreto, embora sob circunstâncias desfavoráveis, como enriquecimento local e carbonatação do concreto, pode ocorrer corrosão induzida por íons cloreto para valores de concentração inferiores ao supracitado. Na realidade todos os valores limites são aproximações (BROOMFIELD, 1997), porque o pH do concreto é variável com o tipo e a quantidade de cimento na mistura, os íons cloreto podem se combinar química ou fisicamente por adsorção nas paredes dos poros e serem removidos temporária ou definitivamente da reação de corrosão, em concretos muito secos ou saturados em água, a corrosão pode não ocorrer devido à indisponibilidade de umidade e oxigênio, mesmo para valores de concentração de íons cloreto bem superiores ao valor mencionado (BROOMFIELD, 1997). A tabela 2.1 indica um resumo parcial de valores limites para a concentração de íons cloreto no concreto, segundo diversas normas.

Tabela 2.1 - Tabela de valores limites de íons cloreto (DURAR, 1998)

PAÍS	NORMA	LIMITE MÁX Cl	REFERIDO A
EUA	ACI 318	< 0,15% (ambiente de Cl)	Massa de cimento
EUA	ACI 318	<0,30%(ambiente normal)	Massa de cimento
EUA	ACI 318	<1,00% (ambiente seco)	Massa de cimento
Inglaterra	CP-110	<0,35%	Massa de cimento
Austrália	AS 3600	<0,22%	Massa de cimento
Noruega	NS 3474	<0,60%	Massa de cimento
Espanha	EH 91	<0,40%	Massa de cimento
Europa	Eurocode 2	<0,22%	Massa de cimento
Japão	JSCE-SP 2	<0,60	Volume de concreto
Brasil	NBR 6118	<0,05%	Massa de água

De acordo com testes realizados em laboratório com soluções de hidróxido de cálcio, e considerando a relação entre todos os íons, a troca iônica e influências no equilíbrio de íons cloreto na fase líquida dos poros do concreto, Haussmann mostrou que a corrosão é observada quando a concentração de íons cloreto excede de 0,60 a concentração de íons hidroxila, cuja relação,  $[Cl^-]/[OH^-]$ , se aproxima do valor 0,40% de concentração de íons cloreto por massa de cimento, caso os cloretos estejam incorporados dentro do concreto e de 0,20%, se são originários do meio ambiente e difundidos para o interior do concreto (BROOMFIELD, 1997).

Considerando que o mecanismo de penetração de íons cloreto através do concreto depende de sua qualidade, nos aspectos de recobrimento, consumo de cimento, cura, relação água/cimento, estado de carbonatação do concreto e umidade relativa do ambiente, a sua influência sobre o valor crítico de concentração íons cloreto pode ser expresso segundo o esquema da Figura 2.21 (SILVA, 1997).

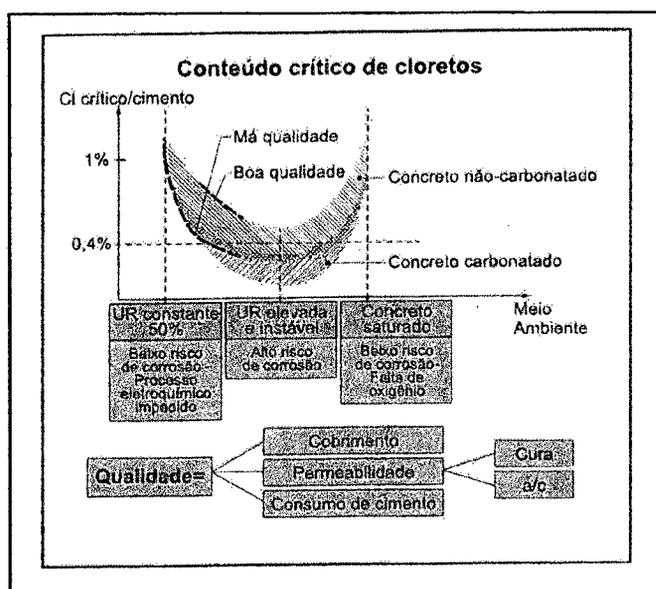


Figura 2.21 Fatores intervenientes no valor de concentração de íons cloreto no concreto (SILVA, 1997).

A determinação da concentração de íons cloreto nas estruturas de concreto é usualmente efetuada em laboratório, mediante a análise química do líquido extraído de amostras em pó, obtidas da trituração de testemunhos extraídos do concreto ou por extração direta da amostra, em pó. A extração de íons cloreto presentes nas amostras pode ser realizada pela técnica de dissolução por via aquosa ou dissolução em ácido nítrico, que define o modo de expressão do resultado, ou seja concentração de íons cloreto solúveis em ácido ou totais ou concentração de íons cloreto solúveis em água, ou livres (ANDRADE, 1992). A determinação da concentração de íons cloreto solúveis em água representa a disponibilidade deste agente agressivo na solução aquosa do concreto, e que intervém no processo de corrosão da armadura, enquanto que na determinação da concentração de íons cloreto totais está computada a parcela de íons quimicamente fixos e de outros elementos dissolvidos de agregados.

A determinação da concentração de íons cloreto pode ser realizada pelos clássicos métodos químicos volumétricos de Mohr e Volhard, e pelos métodos potenciométricos, com titulador automático ou eletrodo seletivo para íons cloreto. O método de Mohr usa a titulação direta com uma solução padrão de nitrato de prata, e indicador químico de cromato de potássio, ao passo que o método de Volhard,

utiliza a adição em excesso de solução padrão de nitrato de prata, titulação com tiocinato de potássio ou amônia e como indicador químico, o sulfato férrico amônico. A titulação prossegue até ser atingido o ponto de equivalência, registrado pela mudança para a coloração avermelhada dos indicadores (DURAR, 1998).

A determinação da concentração de íons cloreto, em diversas profundidade do concreto, objetiva verificar os seus valores de concentração e inferir se são suficientes para desencadear o processo de corrosão da armadura, bem com identificar a fonte dos íons presentes. Os objetivos são alcançados pela representação gráfica dos resultados com relação à profundidade das amostras, que permite avaliar o perfil de penetração dos íons cloreto para o interior da estrutura e compará-los com o valor crítico, e de acordo com o tipo de gráfico obtido, se pode definir a fonte dos íons cloreto. Se a linha não tem tendência de variação decrescente, os íons, provavelmente são provenientes de aditivos à base de cloreto de cálcio, que foram usados com finalidade de aceleradores de pega e endurecimento e incorporados através de sua mistura ao concreto (CASCUDO, 1995), e se a linha tem variação decrescente em direção ao interior do concreto, os mesmos foram impregnados pelo meio ambiente de exposição, conforme visualizado na Figura 2.22.

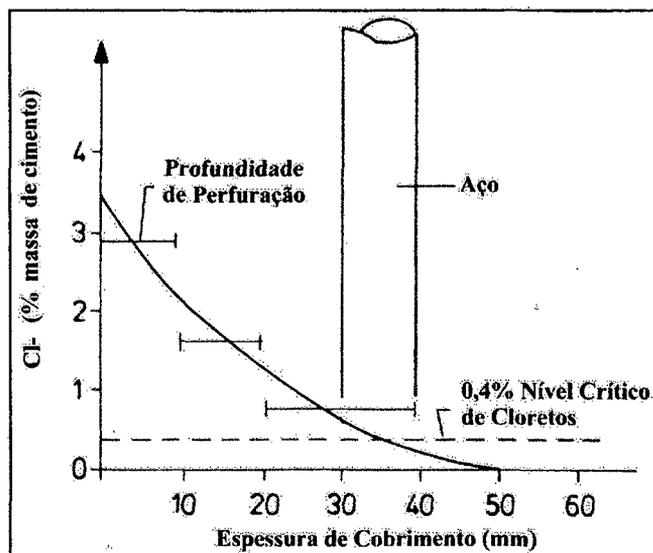


Figura 2.22 Perfil típico de concentração variável com a profundidade de íons cloreto no concreto em ambiente marinho (CEB, 1989).

A penetração de íons cloretos para o interior do concreto através de diversos mecanismos de transporte pode ser avaliada de acordo com a primeira lei de difusão de Fick, para a hipótese de condições estacionárias e em caso contrário, segundo a segunda lei de difusão de Fick,  $d[Cl^-]/dt = D_0 d^2[Cl^-] / dx^2$ . A adoção das hipóteses de ataque estacionário com relação aos íons cloreto, a desconsideração da capacidade de fixação de íons cloreto com o tempo e desconsideração da superposição do efeito de difusão através da água, permitiu que diversos autores obtivesse uma solução exata para a equação diferencial, mediante o uso de uma função erro complementar de Gauss. A solução revela que a profundidade de penetração é função da raiz quadrada do tempo de exposição, mas que não envolve informação relativa ao perfil de íons cloretos o que seria desejável, uma vez que na realidade o ingresso de íons cloreto não se constitui numa frente que se move através do concreto, mas num perfil de cloretos ou incremento gradual de concentração que cresce com a profundidade e com o tempo. Portanto, a predição da taxa de penetração de íons cloreto requer a definição da concentração inicial na superfície de concreto exposta ao ambiente, cujo teor máximo de concentração é de difícil obtenção e que pode variar com o tempo e com as condições de umidade, que dependem da umidificação, evaporação, lavagem e outros fatores (BROOMFIELD, 1997).

A partir de observações de obras e ensaios efetuados com estruturas de concreto armado localizadas na orla do Oceano Atlântico, e expostas á respingos da água do mar, Kenneth C. Clear estabeleceu uma equação experimental para estimar a idade de implantação da corrosão da armadura, em função da espessura do concreto de recobrimento e concentração salina (PRUDENCIO, 1992).

### 2.16.3 Fatores de influência nos processos de corrosão do aço no concreto

Os parâmetros que influenciam a corrosão do aço no concreto, provocada por carbonatação do concreto e ataque de íons cloreto ao aço estrutural, dependem, basicamente de fatores relacionados com o meio ambiente e com a qualidade do concreto de recobrimento da armadura.

A espessura da camada de concreto de recobrimento da armadura é importante na questão do tempo necessário para estabelecer a despassivação da armadura. Admitindo-se que a velocidade de avanço da carbonatação e de íons cloreto possa ser modelizada, aproximadamente segundo uma função da raiz quadrada do tempo de exposição, significa que se a espessura da camada for reduzida à metade, a condição crítica para uma condição incipiente de corrosão será atingida após menos de um quarto do tempo de exposição inicial. A qualidade e a espessura do concreto atuam em conjunto, e até certo ponto se compensam mutuamente, conceito que é considerado em algumas normas, ao especificarem uma combinação de valores para espessura de recobrimento e resistência do concreto.

A adoção de valor elevado para a espessura da camada de recobrimento, com concreto muito permeável é inócua, porque a proteção do aço não é assegurada tendo em vista que não está impedida a formação e o controle de fissuração do concreto. Do mesmo modo, espessuras muito delgadas não solucionam o problema num concreto de permeabilidade baixa, no qual ocorre fissuração de diversas origens, e a deterioração localizada ou deslocamento involuntário da armadura permitem o rápido movimento dos agentes até a mesma (CEB, 1983).

A permeabilidade do concreto de recobrimento tem influência decisiva na preservação da despassivação da armadura, por um período de tempo maior. Os fatores intervenientes na permeabilidade do concreto são a relação água/cimento, consumo e tipo de cimento, a cura e adensamento do concreto e ocorrência de fissuras. A relação água/cimento da mistura influencia decisivamente na permeabilidade do concreto, especialmente para valores acima de 0,6 que aumentam a porosidade capilar. O aumento do teor de cimento na mistura aumenta a capacidade de fixação de gás carbônico e íons cloreto, contudo dentro da faixa usual de consumo de cimento, a velocidade de penetração destes agentes agressivos é influenciada numa extensão superficial, mais pela maior concentração de cimento devido á qualidade da compactação e cura, do que propriamente pela relação água/cimento (CEB, 1983).

Os concretos de cimento Portiand comum, com elevados teores de silicato tricálcico, apresentam o processo de carbonatação do concreto mais lento, em

decorrência de maior reserva alcalina materializada pelo hidróxido de cálcio, e a quantidade de aluminato tricálcico determina a capacidade de combinação com os íons cloreto. Desta forma, os cimentos com baixo teor deste composto têm pouca capacidade para combinação com íons cloreto, que reduz a concentração de íons livres disponíveis na solução aquosa dos poros do concreto (MEHTA, 1994). A adição de materiais pozolânicos ao cimento Portland comum, tais como pozolanas, escórias de alto forno, cinzas volantes e microsíllica, proporcionam o refinamento da microestrutura porosa do concreto e menor permeabilidade aos agentes agressivos, especialmente aos íons cloreto. Porém, face ao endurecimento lento inicial e sucedido de rápido endurecimento posterior, estes concretos são mais sensíveis à cura se comparados aos com cimento Portland comum, e requerem uma cura adequada para surtirem os efeitos no aspecto de maior resistência à penetração de íons cloreto (CEB, 1989). Ensaio realizados revelaram que cimentos com adições, quando submetidos à ação de íons cloreto têm comportamento contrário àquele apresentado quando submetidos à carbonatação (NEVILLE, 1997).

A cura do concreto influencia consideravelmente a permeabilidade da superfície externa do concreto, cuja profundidade de influência pode superar a espessura do concreto de recobrimento. Os procedimentos de cura, depois da primeira secagem prematura do concreto, são inúteis, porque o processo de endurecimento continuará de modo rigoroso após ter sido interrompido uma vez, portanto as medidas de cura devem começar imediatamente após a concretagem e sem interrupção. A sensibilidade à cura cresce com o aumento da relação água/cimento e com a diminuição do teor de cimento, e uma compactação fraca ou concentração de agregados tende a aumentar a permeabilidade do concreto (CEB, 1983).

A presença de fissuras tende a acelerar o avanço da carbonatação e a penetração de íons cloreto em direção à armadura, sendo que a despassivação da armadura provocará a formação de corrosão, tipo macrocélula, que caracteriza a atuação do aço na região da fissura, como área anódica, enquanto que o processo catódico ocorre nas áreas laterais das fissuras, evidenciando que a abertura das fissuras têm pouca importância após a despassivação da armadura, já que o processo catódico é o fator mais importante e que determina a taxa de corrosão. Para

abertura de fissuras no concreto, não superiores à 0,40mm, pode ocorrer um processo de autocicatrização das fissuras existentes, resultante do depósito de poeira de cálcio e produto da corrosão dentro das fissuras, e que torna o processo de corrosão iniciado, estacionário (CEB, 1989). As fissuras transversais à armadura são menos danosas que às longitudinais, devido ao fato que a corrosão é confinada à uma pequena área e não existe o risco de separação de lascas do concreto de recobrimento. As fissuras longitudinais à armadura poderão ser muito danosas, caso as superfícies horizontais do concreto sejam diretamente afetadas pela água impregnada com íons cloreto (CEB, 1989).

A velocidade de penetração da frente de carbonatação tem relação direta com a concentração de dióxido de carbono disponível no ar atmosférico, cujas concentrações variam de 0,03%(volume) em ambientes rurais, até mais de 1,2% em ambientes urbanos como é o caso de túneis rodoviários (KAZMIERCZAK, 1994). Os valores da concentração de íons cloreto no meio ambiente tem influência nos valores de concentrações verificadas no interior do concreto, a partir de sua penetração através de vários mecanismos de transporte.

A umidade relativa do ambiente influencia a quantidade de água contida nos poros do concreto, que por sua vez condiciona a velocidade de difusão do dióxido de carbono através da estrutura porosa. O gás se difunde pelos poros totalmente secos sem a ocorrência de reação química devido à ausência de água, situação que também se verifica se os poros estiverem completamente saturados de água. Neste caso, a penetração do gás é muito lenta face à sua reduzida solubilidade na água, e somente com os poros parcialmente cheios de água, a frente de carbonatação avança devido à coexistência de dois fatores ótimos, ou seja a presença de água e possibilidade de difusão do gás. Segundo a Figura 2.23, os maiores graus de carbonatação ocorrem com umidade relativa situada no intervalo 50 a 65%, enquanto que em condições de umidade inferior à 20% ou superior à 95%, a carbonatação do concreto ocorre lentamente ou simplesmente não ocorre (KAZMIERCZAK, 1994).

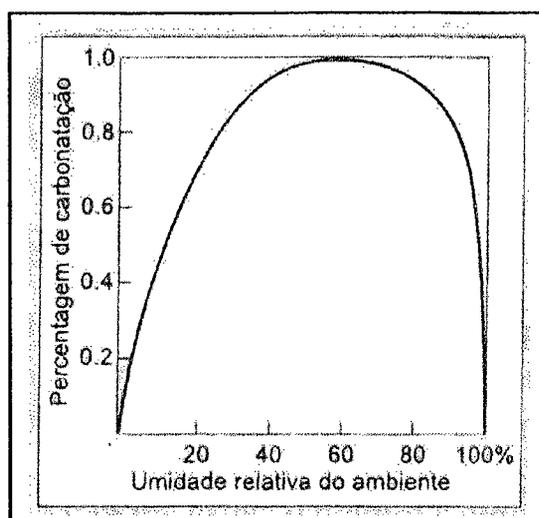


Figura 2.23 - Influência da umidade relativa no processo de carbonatação do concreto ( Skainy, 1980 em Materials S. Concrete pg 285-393).

Com relação à concentração crítica de íons cloreto, em ambientes com umidade relativa inferior à 60% e para concreto saturado de água, há um risco pequeno de ocorrência de corrosão, já que o processo eletroquímico está impedido face à insuficiência de oxigênio, enquanto que existe alto risco de corrosão para locais de umidade elevada e variável, além da influência de outros parâmetros.

## 2.17 Vida útil

A corrosão do aço nas estruturas de concreto armado é um processo evolutivo de deterioração, que nos estágios avançados tende a comprometer o desempenho de suas funções específicas de segurança, utilização e aparência.

### 2.17.1 Conceito

A vida útil de uma estrutura é o período de tempo, durante o qual a estrutura ou elemento estrutural conserva os requisitos do projeto relativos à segurança, funcionalidade e estética sem custos inesperados de manutenção, mediante a consideração das ações do meio ambiente sobre a durabilidade (EHE, 1999). A vida útil de uma estrutura de concreto armado que apresenta um processo

evolutivo de deterioração com o tempo, desenvolvido por corrosão das armaduras, pode ser avaliada pelo clássico modelo proposto por Tuutti, ilustrado pela linha quebrada da Figura 2.24, que independente de suas inclinações angulares, mostra o fato que a deterioração compreende dois períodos distintos, a saber, o período de iniciação e período de propagação (CASCUDO, 1997).

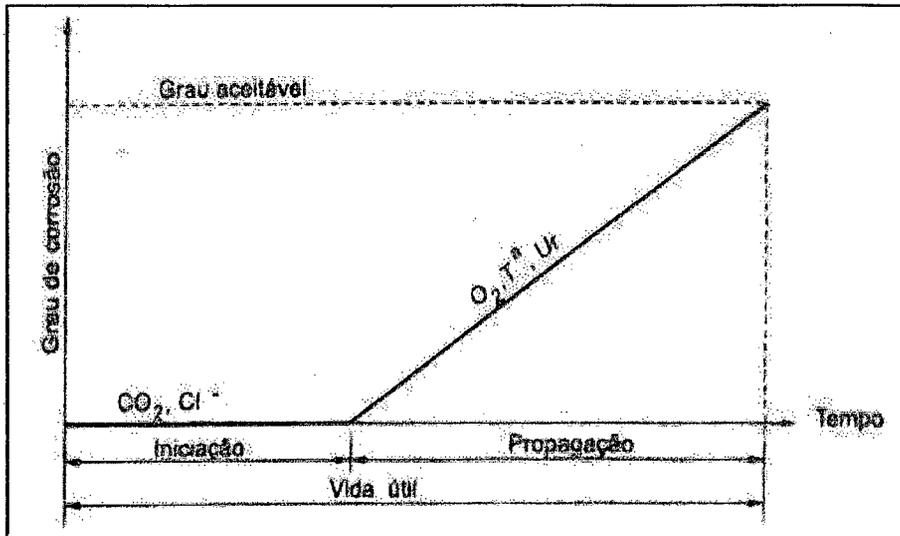


Figura 2.24 - Modelo clássico de vida útil de Tuutti(CASCUDO, 1997).

O período de iniciação corresponde ao tempo compreendido entre a execução da estrutura e a despassivação das armaduras, e durante o qual não há sinais visíveis de deterioração, nem perda significativa de resistência dos materiais ou da função da estrutura, porém a destruição de algumas barreiras de proteção pela agressividade do meio ambiente, por exemplo carbonatação do concreto, penetração de íons cloretos, penetração de água, acúmulo de íons cloreto, sulfatos e outros na superfície do concreto (BRANDÃO, 1992). Como nenhum destes mecanismos por si só causa dano algum à estrutura, é mais conveniente e prático tratar os problemas de durabilidade do ponto de vista de vida útil. O período de propagação corresponde ao intervalo de tempo subsequente, durante o qual ocorre uma rápida e ativa deterioração de modo visível, até atingir um grau de deterioração inaceitável do ponto de vista de segurança, funcionalidade ou estética (CLIMACO, 1994). No modelo estão considerados fatores referentes aos materiais, estrutura e meio ambiente, e que apesar de constituir um modelo consagrado e aceito internacionalmente, é considerado como sendo meramente qualitativo, face

à inexistência de uma melhor definição quantitativa de níveis máximos de deterioração (CASCUDO, 1992).

A partir do modelo de Tuutti, e considerando o mecanismo de deterioração provocado por corrosão da armadura, podem ser distinguidas pelo menos três situações e suas respectivas vidas úteis, a saber, vida útil de projeto, vida útil de serviço ou de utilização e vida útil última ou total, que correspondem, respectivamente ao período de tempo decorrido até a despassivação da armadura, até o aparecimento de manchas, fissuras ou destacamento do concreto de recobrimento e até o colapso ou ruptura parcial ou total da estrutura, devido à significativa da seção resistente da armadura ou perda importante de aderência entre aço e concreto (HELENE, 1997). A Figura 2.25, apresentada a seguir, ilustra tal conceito.

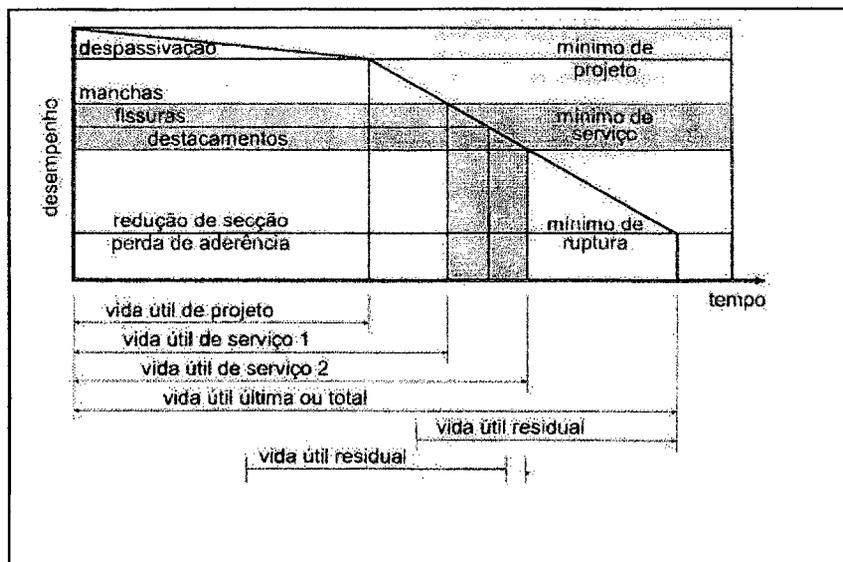


Figura 2.25 – Desempenho da estrutura no transcorrer do tempo (HELENE, 1997).

### 2.17.2 Estimativa da vida útil de projeto

A vida útil de projeto é uma grandeza que o proprietário deve prefixar antes do início do projeto, e que é variável de acordo com o caráter e tipo da estrutura. Para obras de arte novas, diversas normas estrangeiras recomendam vida útil de 100 anos, enquanto que a norma brasileira pressupõe uma vida útil por período mínimo

de 50 anos (ABNT, 2000). A previsão da vida útil de projeto para uma estrutura pode ser efetuada através de métodos deterministas, que envolve a aplicação de modelos representativos da penetração do dióxido de carbono e íons cloreto através do concreto de recobrimento, segundo critérios e valores de referência para adoção na fase de projeto da estrutura, basicamente com relação à espessura e qualidade do concreto de recobrimento das armaduras (HELENE, 1997).

Com relação à carbonatação do concreto, admite-se que a profundidade da frente de carbonatação ( espessura) seja função da raiz quadrada do tempo (GUIMARÃES, 2000), segundo a relação apresentada pela equação (2.16):

$$e_{CO_2} = k_{CO_2} \cdot (t)^{0,50} \quad (2.16)$$

Sendo que:

$e_{CO_2}$  = espessura ou profundidade carbonatada, geralmente em mm;

$t$  = tempo de exposição ao dióxido de carbono, geralmente em anos;

$k_{CO_2}$  = coeficiente de carbonatação, variável com características ambientais e do concreto, geralmente em  $\text{mm/ano}^{0,50}$

A penetração de íons cloreto pode ser avaliada de modo mais abrangente e adequado, a partir do coeficiente de difusão de íons cloreto, através da segunda lei de Fick (HELENE, 1993), expressa nas equações (2.17) e (2.18):

$$\text{erf}(z) = (C_s - C_{ecl}) / (C_s - C_o) \quad (2.17)$$

$$e_{cl} = 2 \cdot z \cdot (D_{efCl} \cdot t)^{0,50} \quad (2.18)$$

Onde:

$C_{ecl}$  = teor de cloretos, em %, na profundidade  $e_{cl}$ , no tempo  $t$

$C_o$  = teor inicial de cloretos no interior do elemento estrutural, na maioria dos casos, admitido igual a 0,02%

$C_s$  = teor de cloretos na superfície do elemento estrutural de concreto, admitido constante, em %

$\text{erf}(z)$  = função erro de Gauss, conforme tabela de referência (HELENE, 1993)

$D_{\text{efCl}}$  = coeficiente efetivo de difusão de cloretos, em  $\text{cm}^2/\text{s}$  ou  $\text{m}^2/\text{s}$

$t$  = período de tempo considerado, em anos

O valor do valor do argumento  $z$  é obtido de tabela de valores da função erro de Gauss, utilizando-se o valor calculado de  $\text{erf}(z)$  como parâmetro de entrada na tabela referida, e que permite o cálculo do período de tempo  $t$ , ou vida útil, em função da espessura adotada para a camada de recobrimento de concreto ( $e$ ), e do coeficiente efetivo de cloretos,  $D_{\text{efCl}}$ .

## 2.18 Avaliação da vida residual da estrutura

Nas estruturas de concreto armado, deterioradas em decorrência de avançado estágio de corrosão das armaduras, se torna importante a avaliação do comprometimento estrutural e da redução de sua vida útil. Assim é introduzido o conceito de vida útil residual, que corresponde ao período de tempo durante o qual a estrutura ainda será capaz de desempenhar suas funções, referenciado a partir da data da vistoria e correspondente diagnóstico, realizável em qualquer instante da vida de utilização da estrutura. O prazo final pode ser referido ao momento de despassivação da armadura, ou à manifestação de danos ou até a perda relevante da capacidade resistente, inclusive até o eventual colapso (ABNT,2000).

Neste período, no qual a estrutura se deteriora progressivamente segundo uma determinada velocidade, alguma intervenção será efetivada com base em um processo decisório apropriado, que compreende procedimentos preliminares, determinações, tomada de decisão e definição do tipo de intervenção. A inspeção é uma etapa básica do processo, porque é o meio de obtenção de informações gerais relevantes através de indicações visuais, suplementado com ensaios *in situ* da estrutura e com ensaios em laboratório, de testemunhos e amostras retiradas da estrutura.

### 2.18.1 Avaliação através de processo quantitativo

A avaliação das conseqüências da deterioração progressiva da estrutura, nos aspectos de comprometimento da sua capacidade resistente, pode ser determinada segundo um processo analítico quantitativo e qualitativo dependendo da disponibilidade de informações e importância da estrutura. A viabilidade do processo quantitativo implica na disponibilidade das características residuais dos elementos constituintes, que são necessárias para a subsequente reavaliação numérica do desempenho dos elementos da construção. Para o aço devem ser investigadas a perda de seção transversal por corrosão, perda de resistência, perda na ductibilidade, modificação da aderência e semelhantemente para o concreto, a perda na seção transversal, modificação da ductibilidade e aumento da deformação lenta (CEB RILEM, 1989).

A reavaliação das características dos elementos da construção podem ser determinadas através de cálculo, desde que todos os dados básicos estejam disponíveis ou possam ser estimados com precisão aceitável, ou por intermédio de ensaios. Esta reavaliação, sob a égide de compatibilidade com os níveis de segurança prescritos por normas, envolve incertezas adicionais às de estruturas novas em termos de coeficiente de segurança, caracterizadas nas questões de qualidade e controle de materiais, comportamento dos modelos estruturais idealizados, modos de ocorrência de ruptura ou alcance de outros estados limite.

Para os coeficientes de majoração das ações é boa prática a adoção dos mesmos valores utilizados para as construções novas. Com relação aos coeficientes de minoração das resistências dos materiais existentes na estrutura, devido às dificuldades de determinação *in loco* mantém-se os valores usuais inalterados. Já para o valor característico do concreto, algumas normas usam o conceito de estimar a resistência característica **equivalente** do concreto existente, que considera a resistência obtida de ensaios de amostras extraídas da estrutura com tratamento estatístico, fator de resistência entre valores obtidos de ensaios e da estrutura e fator que correlaciona os dados estatísticos e experimentais, com a resistência característica convencional (RIPPER e SOUZA, 1998). A reavaliação através de ensaios, do tipo prova de carga, não é um procedimento recomendado

porque existem dificuldades para correlacionar deformação com resistência neste tipo de ensaio, assim como o desconhecimento do estado real das armaduras encobertas pode provocar, por efeito da carga aplicada, o surgimento de falhas adicionais ou inclusive o colapso da estrutura (CASCUDO, 1997).

A consideração rigorosa do conjunto de efeitos simultâneos que afetam a capacidade resistente da estrutura, segundo uma avaliação analítica, ainda não é possível por que não existem modelos que correlacionam os efeitos com o comportamento mecânico da estrutura. Além do mais existem sérios obstáculos para a disponibilização da seção residual dos materiais, que no caso do aço envolve a aplicação de métodos gravimétricos, é inadequado porque a sua realização levaria à destruição do elemento estrutural.

#### 2.18.2 Avaliação através de processo qualitativo

A avaliação segundo um processo qualitativo pode ser imposto ou tolerado em algumas situações para tomada de decisão, que consiste na utilização cuidadosa do conceito de nível de danos, associado à uma classificação de danos empírica baseada somente em indicações visuais, informações relativas ao uso da estrutura e experiência prévia. Um modelo clássico desta alternativa consta do CEB 162, que apresenta uma classificação de níveis de deterioração de elementos de concreto devido à corrosão de armaduras, que estão relacionados à indicações visuais como a cor dos produtos da corrosão, fissuração, lascamento, perda de seção do aço e flechas, representado na Tabela 2.2 (CASCUDO, 1997).

Tabela 2.2 - Níveis de danos segundo CEB 162 (CASCUDO, 1997).

Indicações visuais	Níveis de Danos				
	A	B	C	D	E
Mudanças de cor	Manchas de ferrugem	Manchas de ferrugem	Manchas de ferrugem	Manchas de ferrugem	Manchas de ferrugem
Fissuração	Algumas longitudinais	Várias longitudinais, algumas nos estribos	Acentuada	Acentuada	Acentuada
Lascamento	-	Algum	Acentuado	Perda de aderência aço/concreto em alguns trechos	Perda de aderência aço/concreto em alguns trechos
Perda de seção de aço	-	5%	10%	25%	Alguns estribos quebrados e barras longitudinais flambadas
Flechas				Possíveis	Aparentes

O nível de deterioração da estrutura é determinado por intermédio de inspeção visual, que subsidia a determinação do parâmetro relação de capacidade ( $v$ ), ou resistência residual, que define o quociente entre a atual capacidade resistente da estrutura ( $R$ ) e a solicitação máxima atuante na estrutura, determinada segundo os preceitos da norma pertinente e sob a combinação mais desfavorável de cargas ( $S$ ). Para o caso de estruturas deterioradas por corrosão de armaduras provocadas por ataques químicos, pode-se empregar valores aproximados para a resistência residual propostos pelo CEB 162 e constantes da Tabela 2.3. (CASCUDO, 1997).

Tabela 2.3 - Valores estimados da relação de capacidade (CASCUDO, 1997).

Obra	Valores de relação de capacidade			
	Nível de deterioração			
	A	B	C	D
Nova	0,95	0,80	0,60	0,35
Velha	0,85	0,70	0,50	0,25

Uma vez estimada a relação de capacidade, o referido Boletim CEB 162 estabelece recomendações quanto à urgência da intervenção em função dos níveis de deterioração e da relação de capacidade, conforme a Tabela 2.4 abaixo (CASCUDO, 1997).

Tabela 2.4 - Critérios de urgência de intervenção (CASCUDO, 1992 ).

Urgência de Intervenção	
V	Tempo (anos)
< 0,50	Imediata
> 0,50	1 a 2
1	10 a 20

O prazo apresentado caracteriza o período máximo de tempo disponível ou tolerável, que pode transcorrer entre a caracterização dos problemas e a intervenção necessária para reparo ou reforço. Comparando as Tabelas 2.3 e 2.4, e considerando que a verificação de valor da resistência residual inferior à 0,50 requer ação de reparo imediata, pode-se concluir que a partir do nível C, a situação é crítica para o caso de estruturas velhas (CASCUDO, 1992 ).

Os danos causados por corrosão da armadura sofridos em um elemento estrutural exposto à ação de meio ambiente marinho, podem ser classificados em quatro níveis diferentes de acordo com a relação de capacidade  $v$  e expressas na Figura 2.26 (CANOVAS, 1984),

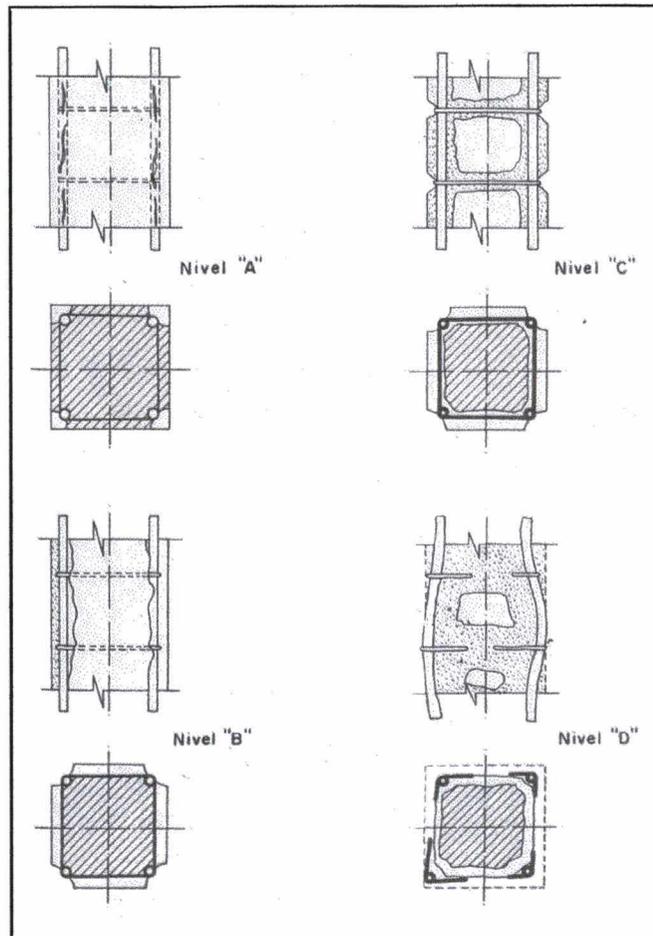


Figura 2.26 - Níveis de danos estruturais devido à ação de ambiente marinho(CANOVAS, 1984).

**NIVEL A** – Corrosão das armaduras principais com perda de seção de 1%, e ocorrência de pequenas fissuras longitudinais nos cantos e coincidentes com a posição das barras, porém sem fissuras transversais no plano dos estribos.

**NIVEL B** – Corrosão das armaduras principais com perda de seção de 5%, com desprendimento de concreto das quinas e exposição das armaduras principais ao ar livre, aparecimento de fissuras coincidentes com o plano dos estribos e perda de aderência das barras com o concreto devido à formação de camada de óxidos.

**NIVEL C** – Corrosão das armaduras principais com perda de seção de 25%, com desprendimento de concreto na zona de estribos e sua exposição ao ar livre, perda

da restrição frente à instabilidade lateral e aderência das barras, e supõe-se que o concreto está deteriorado em uma profundidade de 1,0cm por efeito da corrosão.

NIVEL D – Ruptura de estribos, a seção de aço exposta ao ar torna-se inativa e as armaduras principais sofrem instabilidade transversal.

### 2.18.3 Avaliação através de processo modificado

Dentre as indicações visuais de deterioração constantes da Tabela 2.2, a fissuração, o lascamento e a perda de seção das armaduras têm maior importância para a análise da capacidade resistente residual da estrutura. A fissuração e o lascamento são bons indicadores do nível de deterioração de uma estrutura, pois as fissuras longitudinais e paralelas às armaduras principais representam um sinal externo comum de ocorrência de corrosão do aço, enquanto que o lascamento ocorre em estágios mais avançados do processo da corrosão, provocado pelas elevadas forças expansivas dos produtos de corrosão e que leva à perda da integridade estrutural (CASCUDO, 1997). Todavia, nem sempre a corrosão provoca fissuração, como é o caso de concretos úmidos e porosos nos quais os produtos podem se dissolver, difundir e provocar manchas na superfície do concreto. Tais peculiaridades fundamentam, as vezes, a desconsideração da fissuração e lascamento como uma indicação geral do nível de corrosão.

Admitindo a validade da hipótese que a evolução da deterioração se desenvolva pelas mesmas variáveis geradoras e que permaneçam constantes com o tempo, alguns autores adotam a redução da seção transversal da armadura como parâmetro avaliatório de deterioração estrutural (ANDRADE, 1992), uma vez que tanto na fissuração como no aparecimento de manchas superficiais têm-se a redução da seção da armadura devido à corrosão. A modificação significativa da capacidade resistente da estrutura requer a ocorrência de redução generalizada de seção da armadura, ou nas regiões críticas do ponto de vista mecânico, que é verificada para os níveis críticos de danos C e D da Tabela 2.2, para os quais uma redução de 10% a 25% na seção transversal da barra nas zonas críticas da estrutura, representa o final de sua vida útil residual. A redução de até 5%, mesmo

na presença de fissuração e lascamento, indica um estágio inicial de deterioração, e cuja vida útil residual dependerá da taxa de corrosão das armaduras (CASCUDO, 1992 ).

Segundo o modelo adotado pode-se calcular o período de tempo necessário para que uma estrutura alcance o nível de deterioração previamente descrito, ou seja, aquele nível de deterioração limite que representa a perda da capacidade resistente, e conseqüentemente o esgotamento da vida útil. A consecução do objetivo requer o conhecimento da intensidade de corrosão, que pode ser obtida através da realização de medidas eletroquímicas *in loco* nas estruturas de concreto armado (BAUER, 1996 ). A intensidade de corrosão define a velocidade de avanço do processo de corrosão, e cujas principais unidades são a perda de metal por unidade de área e por unidade de tempo, expressa em miligramas por decímetro de área exposta por dia, ou a penetração por unidade de tempo, expressa em milímetros por ano, que dependem do conhecimento do diâmetro da barra corroída.

Conhecidas a taxa de corrosão, ou intensidade de corrosão  $i_{\text{CORR}}$  expressa em  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ , pode-se calcular a penetração do ataque em  $\mu\text{m}/\text{ano}$ , considerando-se a equivalência  $0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2 = 1 \mu\text{m}/\text{ano} = 11,5 i_{\text{CORR}}$  (DURAR, 1998), e que fundamenta a avaliação da evolução da redução da seção transversal das barras. Considerando-se o início da fase de propagação, pode-se construir gráficos de vida útil residual para diversas bitolas de barra, que relacionam redução percentual da seção transversal ou diâmetro da barra em função do tempo, para as diversas medidas. Os gráficos (2.1) e (2.2) foram construídos para barras de 20mm e 10 mm mediante o uso das seguintes expressões (2.19), (2.20) e (2.21):

$$A_i = \phi_i^2 \cdot \pi / 4 \quad (2.19)$$

$$\phi_t = ( 4 \cdot A_i / \pi )^{0,50} \quad (2.20)$$

$$\phi_t = \phi_i - 0,023 \cdot i_{\text{CORR}} \cdot t \quad (2.21)$$

Sendo que:

$A_i$  = área inicial da barra, em  $\text{mm}^2$  ;

$\phi_i$  = diâmetro inicial da barra, em mm;

$\phi_t$  = diâmetro reduzido da barra no instante t, em mm;

t = tempo de exposição, em anos:

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

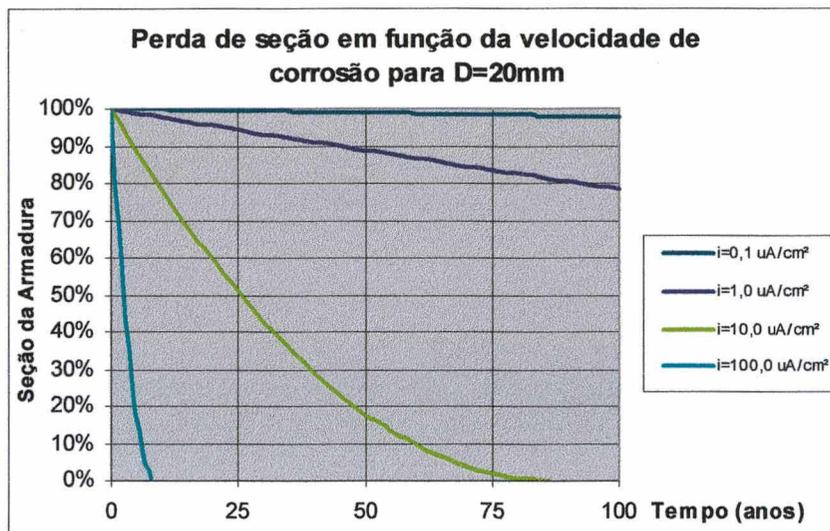


Gráfico 2.1 – Perda de seção em barra de 20,0mm em função da velocidade de corrosão.

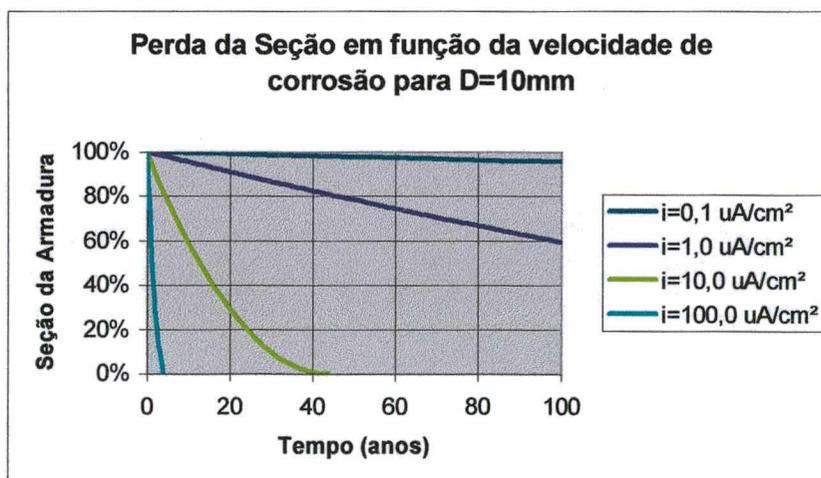


Gráfico 2.2-Perda de seção em barra de 10,0mm em função da velocidade de corrosão

Admitindo-se a hipótese, que a taxa de corrosão permaneça constante ao longo do tempo, é fácil prever o tempo necessário para se atingir um determinado nível de deterioração, correspondente à 5%, 10% ou 25% de perda de seção do aço. Por exemplo, para uma taxa de corrosão medida *in loco* de  $5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ , equivalente à uma taxa de 0,0575 mm/ano, a redução de 25% na seção de uma barra de 10mm seria alcançada em, aproximadamente 11,65 anos após a despassivação  $(10,00 - 8,66)/(0,023.5,0)$ ; enquanto que para uma barra de 20,0 mm de diâmetro, em 23,30 anos  $(20,00 - 17,32)/(0,023.5,0)$ . Este exemplo evidencia, que numa estrutura em processo de deterioração por corrosão de armaduras, é preferível dispor de armadura constituída de menor quantidade de barras com diâmetro maior, do que com maior número de barras com diâmetro menor (CASCUDO, 1997). Para taxas de corrosão do aço de 10  $\mu\text{m}/\text{ano}$ , 2  $\mu\text{m}/\text{ano}$  e 160  $\mu\text{m}/\text{ano}$ , e considerada a hipótese de uma barra de 20 mm de diâmetro, foi elaborada uma tabela comparativa de reduções da seção transversal da armadura em função do tempo, de exposição em anos (LIMA, 1992).

A velocidade de corrosão desenvolvida após a despassivação da armadura é dependente da umidade relativa do concreto e seus valores são muito variáveis. Em geral, os valores situam-se no intervalo entre 0,1-0,5  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  que são típicos de estado de passivação e um valor máximo em torno de 100  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ , típico de concreto com elevada concentração de íons cloreto. Considerando os intervalos de tempo necessários para atingir determinadas perdas de diâmetro da armadura ou de seção transversal, o intervalo 0,1-0,5  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  é classificado como sendo de baixa velocidade porque produz perdas de 5% em 50 anos, entre 0,5 –1,0  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  como de alta velocidade porque causa perdas de seção de 5% em 25 anos ou 10% em 50 anos e acima de 1,0  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ , de velocidade muito alta. Para os casos de corrosão localizada podem ocorrer perdas significativas de seção devido à penetrações locais, com velocidades de até dez vezes superior às de corrosão uniforme, isto é, 10 à 500  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  que e cujas perdas de seção de armadura são superiores à 10% em 15 anos (DURAR, 1998).

Considerando diversas condições ambientais do concreto e situações da armadura, é sugerido o valor 0,1  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  para meio alcalino sem corrosão e pouco oxigênio;

1,0  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  para meio alcalino e estrutura sem corrosão mas cujo ambiente pode se comprometer; 3,0  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  para meio alcalino com presença de cloretos, concreto seco, de boa qualidade e com recobrimento adequado e armadura com poucos sinais de corrosão; 3-7  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  para meio com presença de cloretos, com umidificação constante; 8-20  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  para concreto de baixa qualidade, pouco recobrimento e presença de corrosão e altos níveis de cloretos; 30-50  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  para estrutura sujeita a ciclos alternados de imersão e secagem, com altos níveis de oxigenação, calor, recobrimento inadequado e bastante corrosão da armadura (RECUPERAR, 2000).

Avaliada a perda de seção num determinado momento, é possível calcular a redução da capacidade resistente da estrutura em função das ações atuantes, utilizando-se os modelos clássicos de cálculo com os fatores de ponderação relativos à redução da seção do aço e do concreto.

Com finalidade ilustrativa, apresenta-se o cálculo da diminuição de momento resistente em duas vigas dotadas da mesma capacidade resistente inicial, considerando-se exclusivamente o efeito de redução da seção das armaduras, ou seja mantidas a integridade da seção de concreto e aderência entre os materiais, cujas armaduras são constituídas de barras com bitolas diferentes e admitido-se o conhecimento através de medidas eletroquímicas, dos valores de velocidade de corrosão para as diversas condições de exposição da estrutura. Assim, no caso de viga com seção transversal retangular com  $b_w=20\text{cm}$ ;  $h=39\text{cm}$ ;  $d=36,4\text{cm}$ ;  $A_s=6,14\text{ cm}^2$  ( $5\Phi 12,5\text{mm}$ ) e a outra com  $b_w=20\text{cm}$ ;  $h=39\text{cm}$ ;  $d=36,0\text{cm}$ ;  $A_s=6,28\text{ cm}^2$  ( $2\Phi 20,0\text{mm}$ ), o momento último da seção é calculado pelas expressões (2.22) e (2.23) segundo (SÜSSEKIND, 1980).

$$M_{du} = A_s \cdot f_{yd} \cdot d \cdot [(1 - 0,40 \cdot A_s \cdot f_{yd}) / (0,68 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d)] \quad (2.22)$$

$$k_x = (A_s \cdot f_{yd}) / (0,68 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d) \quad (2.23)$$

na qual  $k_{x,\text{lim}}$  não exceda o valor de 0,628 na condição limite do domínio 3 (SANTOS, 1977),  $A_s$  é a seção nominal de aço e  $i_{\text{corr}}$  é a intensidade de corrosão

cujos valores adotados são 1,0;5,0;10,0;20,0 e 50,0  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$  . A redução de momentos fletores das vigas pode ser representada graficamente em função do tempo de exposição, conforme gráficos (2.3) e (2.4).

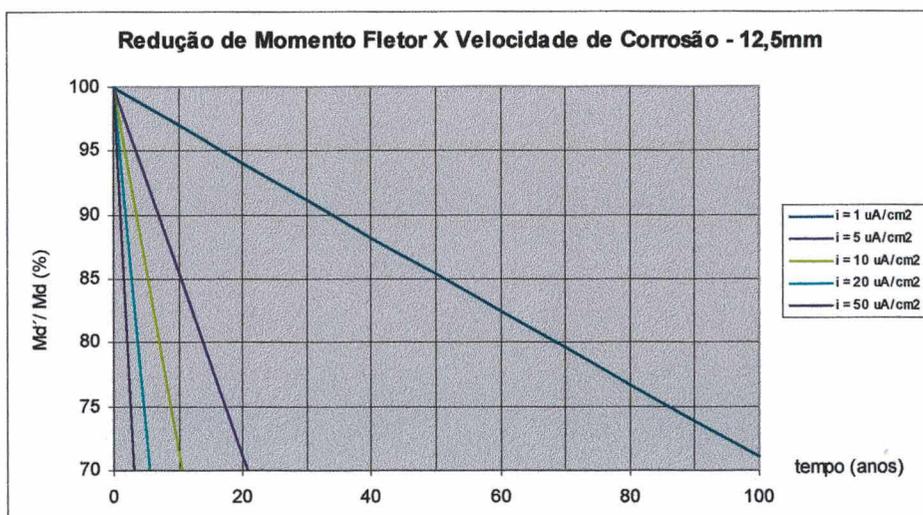


Gráfico 2.3 – Redução de momento fletor x tempo de exposição

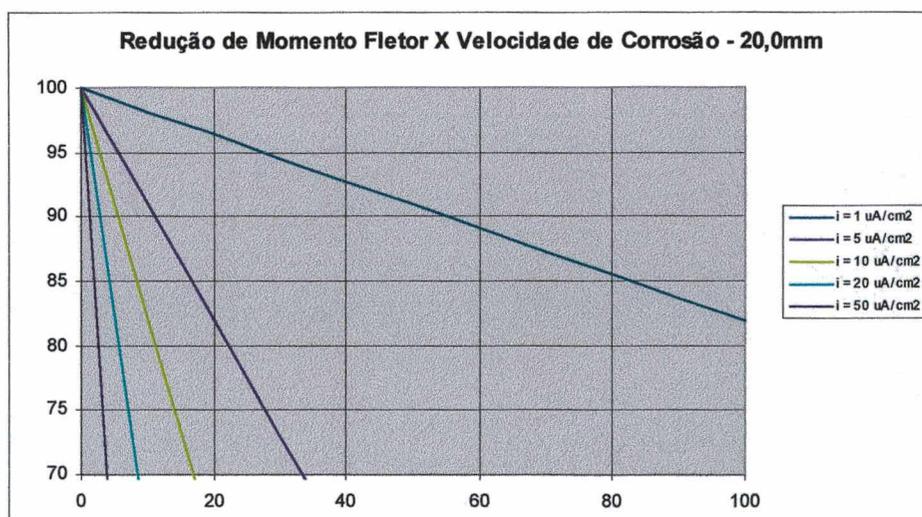


Gráfico 2.4 – Redução de momento fletor x tempo de exposição

A análise dos gráficos revela uma variação praticamente linear entre a redução da seção transversal e momento fletor residual, conforme pode ser demonstrado através do seguinte exemplo. Para uma redução de 15% na seção transversal da armadura corresponde um momento fletor resistente  $M_d=70,82\text{kN.m}$ , valor que comparado com o momento fletor último  $M_{du}=80,83\text{kN.m}$  define o fator de redução 0,88 (70,82/80,83), ou seja redução de 12% na capacidade resistente da peça íntegra.

Por sua vez utilizando as expressões (2.23), (2.24) e (2.25),

$$A_{s1} = A_s/n; \quad (2.23)$$

$$\phi_t = (4.A_{s1}/\pi)^{0,50} \quad (2.24)$$

$$t=(\phi_i - \phi_t)/0,023 \cdot i_{\text{corr}} \quad (2.25)$$

é possível prever o tempo necessário para a ocorrência de uma determinada condição de redução da seção da armadura, quando é conhecida a velocidade de corrosão com base em medidas eletroquímicas. Por exemplo, no caso de  $i_{\text{corr}}=5,0\mu\text{A/cm}^2$ , a perda de 15% da seção transversal da armadura ocorrerá após 8,45 anos para a viga cuja armadura é constituída de cinco barras de 12,5mm e 15,39 anos, para a outra viga armada com duas barras de 20,0mm. De outro modo, fica evidenciado novamente a maior sensibilidade à velocidade de corrosão para a peça cuja armadura é composta de barras de bitola menor.

Fixada a admissibilidade de uma determinada redução da capacidade resistente, se pode obter a seção da armadura remanescente em função da velocidade de corrosão, segundo a expressão (2.26):

$$0,40.A_s^2 f_{yd}^2 - 0,68. b_w . d^2 . A_s . f_{yd} + 0,68. b_w . d . M_{du} =0 \quad (2.26)$$

Admitindo-se a hipótese simplificada, que o fim da vida útil da estrutura ocorra com o colapso da peça por insuficiência de seção transversal da armadura remanescente, representada pela condição do coeficiente de majoração das cargas

atingir valor unitário que corresponderia ao fator 0,714, e desconsiderando-se a reserva relativa aos coeficientes de minoração das tensões do concreto e da armadura, corresponderia um momento fletor  $M_d=57,71\text{kN.m}$ . Para esta condição hipotética de solicitação admitida, a seção transversal da armadura remanescente seria de  $3,66\text{cm}^2$ , a qual para os dois casos de viga manifestar-se-ia após 24,75 e 41,2 anos de tempo de exposição.

Esta variante de modelo qualitativo para avaliação da vida útil residual de estruturas apresenta restrições, principalmente nos aspectos de desconsideração da atuação concomitante de outras patologias distintas da corrosão da armadura, de fissuração oriunda de deformações excessivas da estrutura ou de degradação química do concreto, e o fato que na situação real de obra as taxas de corrosão não são constantes ao longo, e em determinadas situações, a fissuração e lascamento podem ocorrer para valores de redução perda de seção transversal das armaduras inferiores à 10% ou 25% (CASCUDO, 1997).

#### 2.18.4 Época e custos de intervenção

A intervenção pode ser decidida comparando o desempenho estimado com o considerado satisfatório para o momento atual. De fato, se a deterioração é sensivelmente maior que a esperada, o projetista deve ter interesse de efetuar uma apropriada apuração imediata, tentando encontrar a mesma expectativa de vida com a inicial de projeto. Uma intervenção antecipada pode ser mais econômica e mais prática do que uma postergada e com a existência de severa deterioração. Em qualquer caso e com base nas considerações técnicas e econômicas, uma vez que a intervenção ficou decidida diversas alternativas corretivas são oferecidas, tais como a interrupção imediata e exclusiva da ação danosa, o reparo do elemento danificado da construção, a modificação do uso de parte ou de toda a estrutura danificada, interligações adicionais e redundantes entre elementos da construção para aumentar a resistência, a substituição do elemento danificado da construção por um novo e seguro elemento ou até a demolição.

A principal razão de interesse pela questão de durabilidade das estruturas de concreto decorre dos problemas econômicos, sociais e técnicos provocadas nos casos de sua deterioração. No modelo de Tuutti, representativo da corrosão do aço numa estrutura de concreto armado, podem ser distinguidas quatro diferentes fases durante a vida útil, representadas segundo a Figura 2.26. (CEB, 1989).

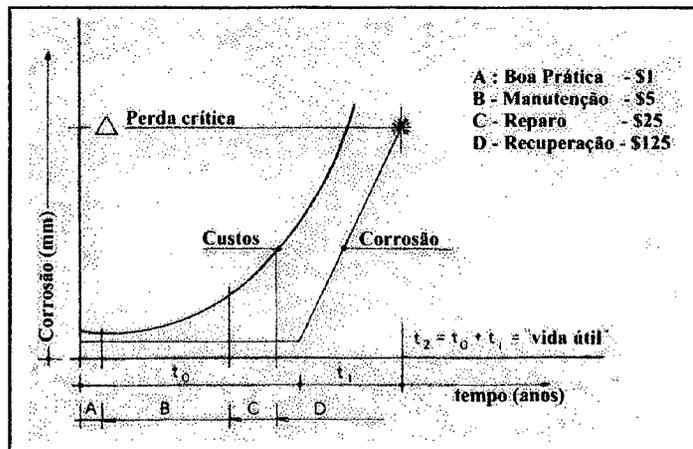


Figura 2.27– Lei de Sitter( CEB, 1989)

A fase A consiste do projeto, construção e período de cura que permitem obter um nível desejado de durabilidade com relação à vida útil, mediante à adoção de diversas medidas específicas, e sintetizadas sob o conceito da boa prática de engenharia. Na fase B ocorre uma pré-corrosão da armadura, caracterizada na forma de início do processo de carbonatação do concreto, e talvez a penetração de íons cloreto ou outros agentes agressivos através do concreto em direção à posição da armadura, de modo mais rápido que o desejável. Para manter a vida útil desejada é necessário adotar algumas medidas de manutenção. Na fase C, a frente de carbonatação atingiu a armadura, e a corrosão é ativa em alguns pontos com princípio de lascamento localizado. Para assegurar o uso da estrutura durante a vida útil, devem ser tomadas medidas de reparo e manutenção. Na fase D há a corrosão generalizada da armadura, com deslocamento e fissuramento em grande escala, e a estrutura somente pode ser preservada mediante importantes reparos e recuperações.

Com relação aos custos e baseado em sua longa experiência, de Sitter introduziu a Lei dos Cinco. Esta estabelece que um dólar dispendido na fase A, equivale à cinco

dólares na fase B, à vinte e cinco dólares na fase e à cento e vinte e cinco dólares na fase D. isto significa que a mesma vida útil pode ser encontrada através de uma pequena atenção extra na boa prática da engenharia, na fase A, custando um dólar por unidade de área, ou através de medidas posteriores mais onerosas em reparo e manutenção na fase C, custando aproximadamente, vinte e cinco dólares (CEB, 1989).

## **2.19 Bases gerais de projeto**

### **2.19.1 Critério dos estados limites**

A maioria das normas e regulamentos vigentes nos mais diversos países, utiliza geralmente nos métodos de introdução da segurança no projeto de estruturas de concreto armado, os critérios de dimensionamento segundo o estado limite último ou de ruptura e o estado limite de utilização ou de serviço. Sob um enfoque prático, o estado limite último corresponde à estabilidade da estrutura, ou melhor à segurança da estrutura, de seus elementos ou partes frente à ruptura ou colapso, e o estado limite de serviço corresponde à exigência de rigidez mínima para as condições adequadas de funcionamento da estrutura, tanto do ponto de vista de compatibilidade com outras partes da construção, assim como do ponto de vista estético e conforto psicológico (HELENE, 1997).

### **2.19.2 Causas de deterioração de estruturas de concreto**

Apesar dos avanços conseguidos no campo do conhecimento e desenvolvimento tecnológico dos materiais, tais como a incorporação do ar no concreto, as adições minerais no cimento, o uso simultâneo de superplastificantes e a fabricação de cimentos com composição química modificada, ao mesmo tempo a confiança pública no concreto, como sendo um material altamente durável, tem sido abalada devido ao aumento significativo de casos de deterioração prematura em estruturas de concreto armado (MEHTA, 1992).

A principal razão apontada para a ocorrência deste paradoxo é a incorporação pura e simples de um novo material ou tecnologia na prática da concretagem, considerando-se na época de seu lançamento apenas as vantagens, porém desacompanhada de uma ampla avaliação de todos os seus efeitos, especialmente os danosos na questão da durabilidade do concreto (MEHTA, 1992). A fabricação de cimentos com resistências mecânicas maiores e com um rápido crescimento inicial constitui um exemplo típico de mudanças havidas nos materiais e práticas executivas, pois permite obter um concreto com a mesma resistência e sob condição de cura normal úmida, com uma sensível redução do consumo de cimento na mistura, bem como a redução do tempo requerido para a manutenção das formas e escoramento.

Em contraposição às vantagens econômicas, os usuários não se preocuparam com as conseqüências desvantajosas, tais como valores mais elevados da relação água/cimento, menor consumo de cimento na mistura, disponibilidade de pequena reserva de resistência do concreto oriunda da sua inexpressiva evolução com a maturidade, ocorrência de fissuração provocada pelo excessivo calor de hidratação do cimento, retração hidráulica e deformação lenta e interrupção prematura da cura úmida e com retirada das formas. Todos estes aspectos implicam na obtenção de concretos com maior permeabilidade que influenciam negativamente na durabilidade, nos aspectos de maior sensibilidade à carbonatação e à penetração de agentes agressivos do meio ambiente (MEHTA, 1992).

No início da década de 1950, devido à imperiosa necessidade de reconstruir indústrias, infraestrutura viária, ferroviária, aeroportuária e moradias em toda a Europa, imprimiu-se um acelerado ritmo de construção com aplicação de materiais com reduzida garantia, poucas especificações, deficiente controle de qualidade e em muitas ocasiões, acompanhado de afã especulativo. O quadro anterior de necessidades gerou um grande número de obras públicas e edificações comprometidas pelos erros cometidos, muitos deles decorrentes de falhas nos projetos, outros devido à falta de conhecimentos, o emprego de materiais deficientes, os descuidos de execução e uma grande parcela, devido à ambição de auferir grandes ganhos de modo fácil. (CANOVAS, 1999).

Outra razão reside no fato do concreto ser entendido geralmente pelos projetistas, como um elemento estrutural e não como um material, em decorrência de pesadas pressões acadêmicas exercidas para a expansão dos currículos de engenharia de projetos e destinando pouco tempo ao estudo da ciência dos materiais, especialmente o concreto (COKE, 1999).

As atuais estruturas de concreto armado de obras recém construídas ou em construção apresentam deformações bem superiores às mais antigas, com ocorrência de excessiva abertura de fissuras, acúmulo de águas pluviais, impedimento do funcionamento previsto para a estrutura, comprometimento da durabilidade, desconforto psicológico e visual. O aumento das deformações é explicado pelo desenvolvimento tecnológico dos materiais empregados na construção das estruturas de concreto, por exemplo, os atuais aços usados, CA-50A e CA-60B tem resistência característica à tração bem superior aos antigos, CA-24, CA-37 e CA-40, corroborada ainda pela modificação das características físicas e químicas dos cimentos que determinam a obtenção de concretos, intrinsecamente mais deformáveis ao longo do tempo face ao menor consumo de cimento, maior valor de relação água/cimento, maior permeabilidade e atuação de carregamentos precoces. As deformações das estruturas de concreto dependem, basicamente do módulo de elasticidade secante e da resistência à tração do concreto, que são influenciados decisivamente pela microfissuração verificada na zona de transição agregado/pasta de cimento, que não são considerados nos modelos avaliadores dos módulos (CUNHA, 2000).

As estruturas de concreto de edifícios tornaram-se mais esbeltas com a adoção de vãos maiores entre apoios e seções transversais cada vez menores para os elementos estruturais. A escolha de vãos e seções é derivada de alguns fatores condicionantes, como o aproveitamento do desenvolvimento tecnológico, aprimoramento dos métodos construtivos e cálculos computacionais, necessidade de minimização de custos e mudança dos padrões construtivos e arquitetônicos. (CUNHA, 2000).

### 2.19.3 Durabilidade das estruturas de concreto

O tempo evidenciou que o concreto não é material de construção inerte para as condições ambientais de exposição, porém em determinadas condições suas propriedades físicas e químicas são modificadas mediante uma interação entre os constituintes do concreto e as substâncias e agentes agressivos disponíveis no meio ambiente de exposição.

Durante a realização de um simpósio, Neville observou: "é tempo para perguntar porque após todos estes anos de pesquisas, há ainda tantos problemas de durabilidade com o concreto. Provavelmente, há mais destes problemas de durabilidade na atualidade do que há cinqüenta anos atrás", e de acordo com comentário de O'Brien, "a durabilidade do concreto é uma indústria em crescimento" (CHANDRA, 1994). Nos EUA e Europa os problemas são registrados principalmente em estruturas de pontes, enquanto que no Brasil há registros de obras deterioradas em todos os setores de construção, agravado por aspectos conjunturais peculiares relativas á controle de qualidade dos materiais, técnicas executivas e qualidade de mão-de-obra.

A durabilidade do concreto usual está se tornando um assunto de preocupação na maioria dos países, porque um número elevado de estruturas de concreto armado apresenta sérios sinais de deterioração avançada. Esta situação não é fruto de falta de informações sobre a durabilidade do concreto usual, mas devido ao desconhecimento destas informações pelas pessoas certas, por falta de comunicação e divulgação existente entre os três setores envolvidos na área do concreto, a saber o pessoal de materiais, projetistas e engenheiros de obra. Contudo, apesar da abundância de literatura sobre a durabilidade do concreto, existem poucos trabalhos técnicos e práticos que tratem da questão crucial, ou seja como produzir, lançar e curar um concreto durável, que possa ser usado para construir, reparar ou reabilitar estruturas de concreto (AITCIN, 2000).

A ocorrência de deterioração de muitas estruturas de concreto tem raiz de que, no passado e mesmo hoje, é dado muita importância á resistência do concreto na fase do projeto estrutural e importância secundária aos fatores ambientais de exposição

da estrutura ao longo do tempo, que influem no seu desempenho. A durabilidade do concreto também é governada pela agressividade do meio ambiente, porém não tem recebido a adequada atenção na maioria das normas e regulamentos. Apesar do fato que o engenheiro não tem influência nas condições ambientais, todavia na fase de projeto pode definir da melhor maneira possível, as condições ambientais de exposição do concreto durante a sua vida útil, e mediante um projeto adequado em certos detalhes pode evitar a criação de condições micro climáticas desfavoráveis. O especialista em materiais tem a tarefa de ajustar a composição e selecionar os materiais de modo que o concreto possa resistir à essas condições ambientais, e quando o proprietário decide mudar o modo de utilização de uma estrutura de concreto, deveria não somente verificar a capacidade frente às novas cargas ou sobrecargas mas também a capacidade do concreto de sobreviver nesse novo ambiente (AITCIN, 2000).

Os mecanismos dos processos de deterioração refletem a interação entre a agressividade do meio ambiente, e a resistência contra a deterioração que é providenciada pela estrutura. A agressividade ambiental é determinada pela disponibilidade de umidade, nível de temperatura, tipo e concentração da substância agressiva gasosa ou em forma dissolvida, bem como pelas concentrações, variações e gradientes destes parâmetros numa escala micro ambiental, determinada muito localmente pela interação entre o meio ambiente e a própria estrutura. A resistência da estrutura contra à deterioração prematura, quando exposta à meios ambientes agressivos, é determinada pelo efeito combinado de projeto estrutural, material de construção, qualidade de execução e evolução do material com o tempo (AITCIN, 2000).

#### 2.19.4 Estratégias de projeto para a durabilidade de estruturas de concreto

A durabilidade de uma estrutura de concreto é sua capacidade de suportar durante a vida útil para a qual foi projetada, as condições físicas e químicas para as quais está exposta e que poderiam chegar a provocar a sua deterioração, como consequência de efeitos diferentes de cargas e solicitações consideradas na análise estrutural (COLLEPARDI, 1998). A vida útil de uma estrutura é o período de

tempo contado a partir de sua colocação em serviço e durante a qual deve manter as condições de segurança, funcionalidade e aspecto aceitáveis, requerendo uma conservação normal adequada sem exigência de operações de reabilitação.

A durabilidade da estrutura é assegurada pela capacidade do concreto apresentar comportamento satisfatório frente às ações físicas e químicas agressivas, protegendo adequadamente as armaduras embutidas no seu interior durante a vida útil da estrutura. A seleção de matérias primas e a dosagem do concreto deverão se efetuar através da consideração das características particulares da obra ou parte da mesma, assim como a natureza dos ataques previsíveis. Para conseguir uma durabilidade adequada do concreto deve-se cumprir requisitos gerais, como valores máximos para relação água/cimento e consumo mínimo de cimento na mistura, bem como requisitos adicionais em termos de ar incorporado e resistência frente ao ataque de sulfatos, água do mar, erosão e ataque agregado-álcalis. No caso de ataque severo de íons cloreto, o uso de cimentos com adições e de alta resistência, valores reduzidos para a relação água/cimento e maior consumo de cimento providenciam um aumento na proteção da armadura. Este aumento de proteção somente pode ser alcançado caso forem garantidos procedimentos especiais de cura (EHE, 1999).

As armaduras deverão permanecer isentas de corrosão durante o período de vida útil da estrutura, considerando-se a agressividade do ambiente em relação às armaduras, e para a prevenção da corrosão devem ser ponderadas as considerações referentes às espessuras de recobrimento e materiais empregados, de modo que não que contenham íons despassivantes como cloretos, sulfatos e sulfetos, em proporções superiores aos indicados (EHE, 1999).

A concepção de uma estrutura durável implica na adoção de um conjunto de decisões e procedimentos, que assegurem à estrutura e aos materiais constituintes um desempenho esperado ao longo da vida útil. Basicamente o estudo da durabilidade envolve a avaliação e compatibilização entre a agressividade do meio ambiente e as características resistentes do concreto e estrutura, consideradas o tipo e custo da estrutura. Na realidade existe um conjunto de inter-relações entre os diversos fatores que influenciam na durabilidade e no desempenho resultante de

uma estrutura, que está representado na forma do quadro constante na Figura 2.28.

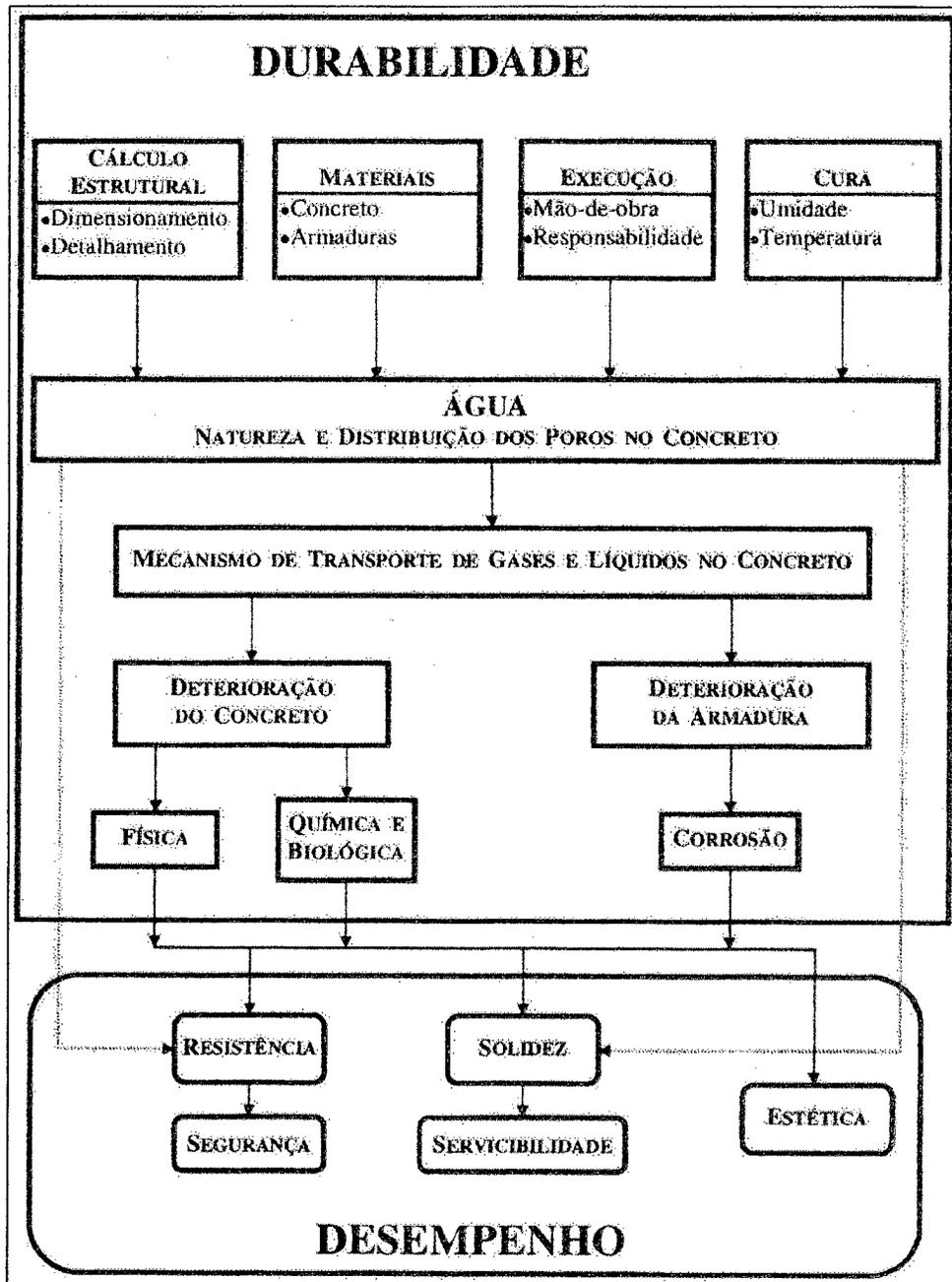


Figura 2.28 – Durabilidade e desempenho de estruturas (CEB, 1993)

O projeto de uma estrutura de concreto deve incluir as medidas necessárias para que a estrutura alcance a vida útil desejada, mediante a consideração da agressividade ambiental. A Tabela 2.5 (CEB, 1989) define tipos de exposição relacionadas às condições ambientais.

Tabela 2.5 – Agressividade ambiental conforme tipo de ambiente (CEB, 1989)

CLASSE DE EXPOSIÇÃO	CONDIÇÕES AMBIENTAIS
1. Ambiente seco	Interior de construções para habitação e escritórios; (1)
2. Ambiente Úmido	a. Com congelamento Interior de construções com elevada umidade; (2) Elementos externos; Elementos em solo ou água não agressivos;
	b. Com congelamento Elementos externos expostos ao congelamento; Elementos em solos e água não agressivos e expostos ao congelamento; Elementos internos em presença de umidade alta e exposta ao congelamento;
3. Ambiente úmido com congelamento e agentes de descongelamento	Elementos externos e internos expostos ao congelamento e agentes descongelantes;
4. Ambiente Marinho	a. Sem congelamento Elementos parcialmente imersos em água do mar e zona de respingos; Elementos em atmosfera saturada com sais, orlas litorâneas;
	b. Com congelamento Elementos parcialmente imersos em água do mar ou zona de respingos e expostos ao congelamento; Elementos em atmosfera saturada com sais e expostos ao congelamento;
As seguintes classes podem ocorrer de modo isolado ou combinado com as anteriores	
5. Ambiente quimicamente agressivo	Ambiente químico levemente agressivo de solo, gás ou líquido; Atmosfera industrial agressiva;
	Ambiente químico moderadamente agressivo de solo, gás ou líquido;
	Ambiente químico altamente agressivo de solo, gás ou líquido;

(1) Essa classe de exposição é válida somente se durante a construção a estrutura ou alguns de seus elementos não é exposta a condições mais severas durante um período de muitos meses.

(2) Por exemplo, em lavanderias comerciais.

A Tabela 2.6, abaixo, apresenta a classificação da agressividade do meio ambiente às estruturas de concreto armado e protendido segundo as condições de exposição da estrutura, ou de suas partes (ABNT, 2000). Quando o risco de contaminação com íons cloreto for alta, se deve enquadrar este trecho da estrutura na classe IV, como é o caso de respingos de maré.

Tabela 2.6 – Classificação da Agressividade segundo as condições de exposição  
(NB 6118, 2000)

MACRO-CLIMA	MICRO-CLIMA			
	AMBIENTES INTERNOS		AMBIENTES EXTERNOS E OBRAS EM GERAL	
	Seco UR ≤ 65%	Úmido ou ciclos de molhagem e secagem	Seco UR ≤ 65%	Úmido ou ciclos de molhagem e secagem
Rural	I	I	I	II
Urbana	I	II	I	II
Marinha	II	III	-	III
Industrial	II	IV	II	III
Especial	II	III ou IV	III	III ou IV
Respingos de maré	-	-	-	IV
Submersa > 3m	-	-	-	I
Solo	-	-	Não agressivo I	Úmido e agressivo II, III ou IV

<sup>1</sup> Salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura.  
<sup>2</sup> Vestiários, banheiros, cozinhas, lavanderias industriais e garagens.  
<sup>3</sup> Obras em regiões secas, como o nordeste do País, partes protegidas de chuvas em ambientes predominantemente secos.  
<sup>4</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.  
<sup>5</sup> Macro-clima especial significa ambiente com agressividade bem conhecida, que permitirá definir a classe de agressividade III ou IV nos ambientes úmidos. Se o ambiente for seco, a classe de agressividade será sempre II nos ambientes internos e III nos externos.

Uma estratégia de durabilidade deve considerar todos os possíveis mecanismos de deterioração e adotar medidas específicas em função da agressividade, incluindo-se aspectos relativos à seleção de formas estruturais adequadas, consecução de uma qualidade adequada do concreto, em especial a camada de cobertura, adoção de espessura de cobertura adequada para proteção das armaduras, controle do valor máximo de abertura de fissuras, disposição de proteções especiais no caso de ambientes muito agressivos e adoção de medidas contra a corrosão das armaduras (EHE, 1999).

No projeto definir-se-ão esquemas estruturais, formas geométricas e detalhes que sejam compatíveis com a consecução de uma adequada durabilidade da estrutura, tais como adoção de superfícies de concreto tão planas quanto possíveis, sem arestas e inclinadas (não horizontais), dispositivos para drenagem, vedação de juntas e acessos para inspeção e manutenção. Por concreto de qualidade adequada, entende-se aquele que cumpre as condições de seleção das matérias

---

primas, dosagem adequada, lançamento correto na obra, cura do concreto, resistência compatível com o comportamento estrutural esperado e requisitos de durabilidade (EHE, 1999).

O recobrimento de concreto é a menor distância entre a superfície exterior da armadura, considerando-se os ganchos e estribos, e a superfície do concreto mais próxima, e cujos valores nominais dados nos códigos e normas devem ser acrescidos de um valor de tolerância, a fim de assegurar-se que na construção, os valores mínimos especificados sejam observados. A grandeza do valor de tolerância depende do tipo de elemento, do nível de controle da execução e dos procedimentos de cura. A limitação de abertura de fissuras, além da durabilidade tem também considerações funcionais e estéticas, e cujos valores máximos a considerar são dados em função da classe de exposição ambiental. Para atingir as exigências para controle de fissuras, não é recomendável usar somente barras finas, mas aumentar a abertura crítica de fissuras, mediante o aumento do recobrimento de concreto (EHE, 1999).

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 Estudo de caso

É objeto do presente estudo a obra de arte denominada PONTE COLOMBO MACHADO SALLES, que transpõe o obstáculo natural formado pelo estreito do Oceano Atlântico e está inserida na ligação rodoviária entre a cidade de Florianópolis e o litoral leste do Estado de Santa Catarina. Trata-se de uma ponte rodoviária com extensão de 1227m, tabuleiro com largura de 17m, cujo projeto de engenharia estrutural foi elaborado em 1970 e a obra se encontra em contínua utilização desde 1975. A Figura 3.1 mostra as características principais desta obra.

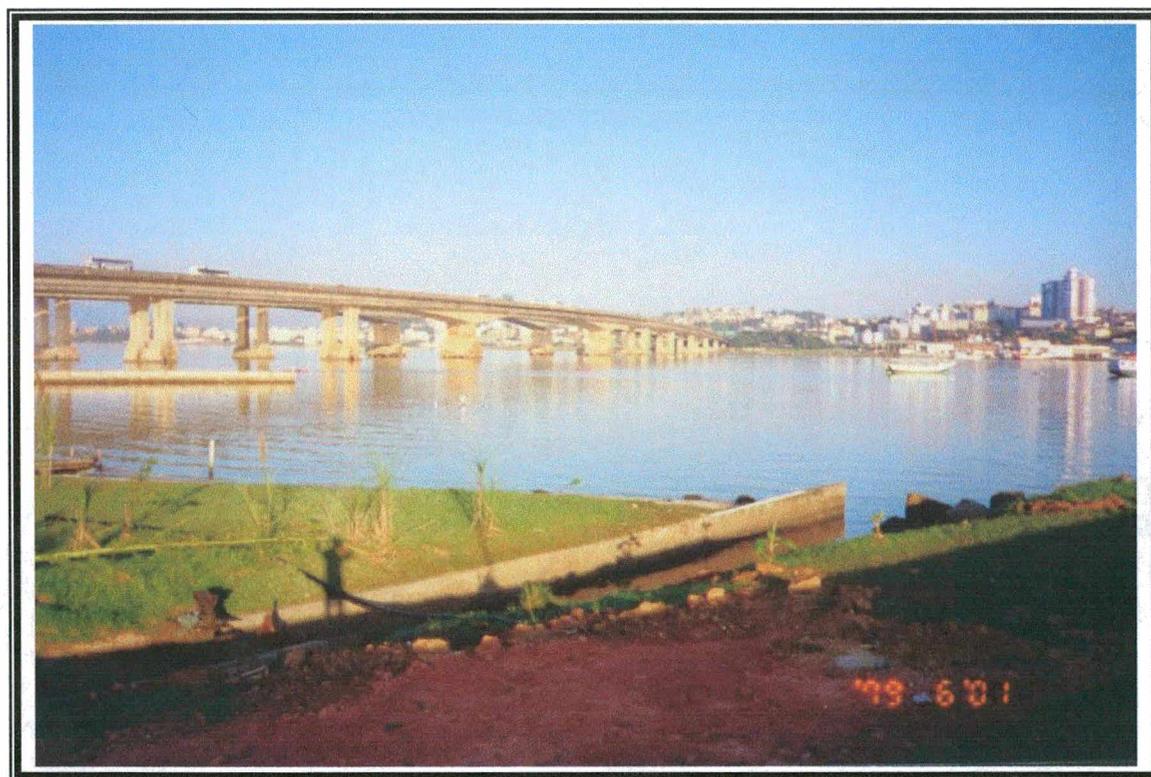


Figura 3.1 – Vista parcial da ponte Colombo Salles

### 3.2 Características geométricas e estruturais da obra

Dentre as características geométricas e estruturais relevantes da obra, que são de interesse de estudo, se destaca a mesoestrutura e infraestrutura da ponte, que consistem de dezenove (19) apoios dos quais nove (9) estão localizados dentro do mar. Cada apoio é constituído basicamente de dois pilares isolados, engastados no bloco de coroamento de tubulões, exceto os dois apoios do vão central e os extremos, compostos de pilar único e encontro. Os pilares têm alturas variáveis, sendo a máxima altura de 15,833m, com seção transversal retangular vazada e dimensões externas de 2,00 x 3,00m. Os blocos de coroamento solidarizam grupamentos de tubulões revestidos com camisa metálica, em formato tronco piramidal, dimensões 7,29 (5,29) x 11,20m e altura de 2,50m. Na região inferior das faces laterais dos blocos estão dispostas placas pré-moldadas, com finalidade arquitetônica e visual nos aspectos de encobrimento do vão livre existente entre o fundo do bloco e o nível da água, especialmente na época de baixa-mar. As principais características geométricas dos apoios constam na figura 3.2 que ilustra detalhes na direção transversal, e na Figura 3.3 que mostra detalhes dos apoios na direção longitudinal.

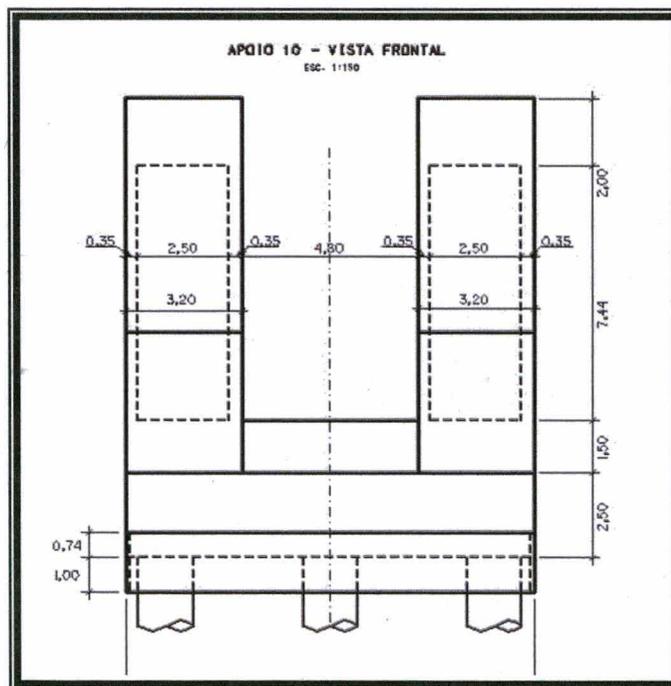


Figura 3.2-Vista frontal típica dos apoios (transversal)

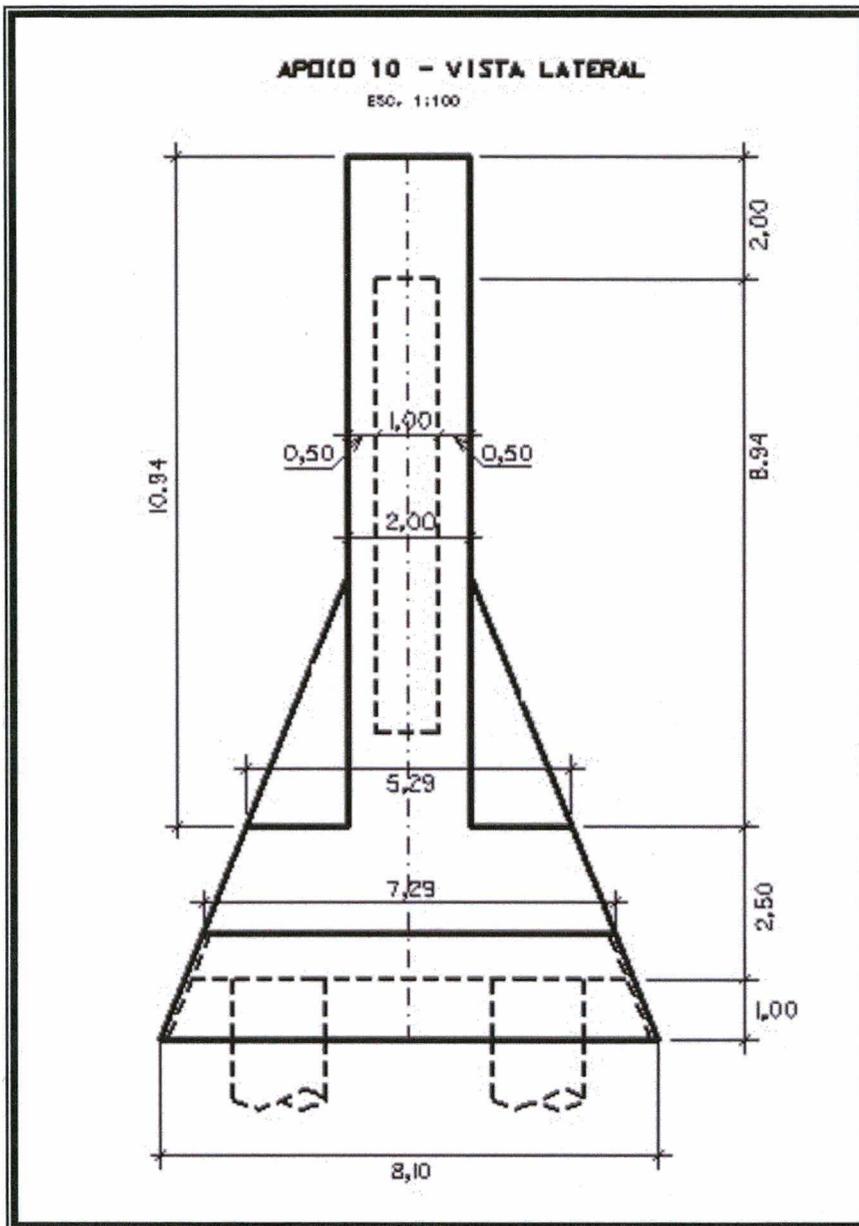


Figura 3.3 – Vista lateral típica dos apoios (longitudinal)

### 3.3 Características ambientais locais

A ponte está localizada na orla marítima da cidade de Florianópolis, em região litorânea cuja umidade relativa do ar é de 80%, temperatura média anual de 21°C, com incidência de ventos predominantes respectivamente na direção norte, nordeste e sul, segundo dados compilados pela EPAGRI – Empresa de Pesquisa Agropecuária e Difusão de Tecnologia de Santa Catarina, através da

CLIMERH – Centro Integrado de Meteorologia e Recursos Hídricos de Santa Catarina para a Estação Meteorológica de Florianópolis. A salinidade e a concentração de cloretos verificada na água do mar no local da obra são, respectivamente de 32600 mg/l e 21000 mg/l, cujos valores médios foram obtidos da análise química de duas amostras coletadas entre a faixa do mar localizada entre o apoio 10 e o contíguo (apoiado 9). As análises foram efetuadas pelo Laboratório Integrado de Meio Ambiente – LIMA, do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da UFSC - Universidade Federal de Santa Catarina, e de acordo com o programa de Monitoramento Ambiental das Atividades de Construção do Aterro da Via Expressa Sul, em Florianópolis, realizado pelo Centro de Ciências Tecnológicas da Terra e do MAR (CTTMAR) da Universidade do Vale do Itajaí (UNIVALI), a salinidade da água do mar na Baía Sul é aproximadamente de 33g/l e valor de pH 8,2. Em termos de orientação geográfica, a ponte se desenvolve em planta aproximadamente no sentido leste-oeste.

### 3.4 Características dos materiais

Segundo as especificações constantes do projeto de engenharia, os pilares e blocos de coroamento dos apoios da ponte têm concreto de recobrimento das armaduras com espessura nominal de 50mm, cujos elementos estruturais foram executados em concreto armado, com resistência característica à compressão  $f_{ck} = 18$  MPa e aços estruturais para concreto armado do tipo CA-50.

Considerando a resistência especificada em projeto, as condições de exposição do concreto e as características físicas e químicas do cimento empregado, foram estudadas duas dosagens de concreto e designadas D9 e D12. A dosagem designada D9 apresenta relação água/cimento 0,46, consumo de 407 quilogramas de cimento Portland por metro cúbico de concreto e traço 1:1,64:0,38:2,36:0,00 composto, respectivamente de cimento, areia, brita 1 e brita 2, ao passo que a dosagem designada D12 tem relação água/cimento 0,49, consumo de 381 quilogramas de cimento Portland por metro cúbico de

concreto e traço 1:1,79:0,00:1,89:0,95 composto respectivamente de cimento, areia, brita 2 e brita 3. Segundo os certificados de resultados dos ensaios de compressão em corpos-de-prova moldados, a execução do apoio ocorreu no período de agosto à outubro de 1973 bem como foi efetuada em várias etapas, a saber primeira e segunda parte do bloco, base (arranque), primeira parte, segunda parte e topo dos pilares. O concreto segundo a dosagem D9 foi aplicado na primeira parte do bloco e topo dos pilares. O controle estatístico dos resultados das diversas dosagens de concreto, correspondente à 147 amostras no período de janeiro à outubro de 1973, revelou que a média dos resultados, desvio-padrão e coeficiente de variação aos 28 dias, foi respectivamente de 25,3 MPa, 4,4MPa e 1,8MPa, bem como a resistência mínima foi 18 MPa.

Segundo relatório apresentado pelo fabricante Cimento Itaú do Paraná, a análise química do aglomerante hidráulico fabricado na semana de 06-08 a 12-08-1973 revelou as características de perda ao fogo – 1,25%,  $\text{SiO}_2$  – 20,88%,  $\text{CaO}$ -62,46%,  $\text{MgO}$ -4,55%,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  –2,97%,  $\text{Al}_2\text{O}_3$  –5,06%,  $\text{SO}_3$  -1,77%, resíduo insolúvel-0,33%, cal livre-1,33% e umidade-0,63%, bem como composição centesimal (Bogue) de  $\text{C}_3\text{S}$ -46,58,  $\text{C}_2\text{S}$ -24,77,  $\text{C}_4\text{AF}$ -9,02 e  $\text{CaSO}_4$  –3,01.

### 3.5 Estado dos apoios

O levantamento visual do estado dos elementos estruturais dos apoios localizados dentro do mar, revela um aparente quadro satisfatório de conservação. Os pilares, de um modo geral, não apresentam heterogeneidades superficiais como ocorrência de descontinuidades do concreto, segregação e concreto poroso, fissuras, trincas e destacamento de concreto ou de armaduras expostas, mas apenas marcas da posição de emendas de painéis das formas e furos transversais originários de tensores metálicos das formas. Na região de transição dos pilares com o bloco verifica-se no lado sul e lado norte a ocorrência de destacamento de concreto de recobrimento das armaduras, exposição de armaduras ao ar livre e em processo de corrosão. Estas manifestações patológicas são originárias de procedimentos executivos,

identificados pelos desvios de posicionamento da armadura de espera, inobservância da espessura de recobrimento das armaduras cujo valor é notoriamente inferior à 50mm. Na face leste e face oeste dos apoios, nos trechos localizados na transição entre base dos pilares e face superior dos blocos e que foram executados numa segunda etapa e sem finalidade estrutural, há ocorrência de destacamento de concreto, armaduras expostas ao ar livre e com intensa corrosão, cujas manifestações patológicas são originárias dos fatos apontados anteriormente. A figura 3.4 mostra o estado de deterioração localizado na região de transição do bloco e do pilar norte, face norte.



Figura 3.4 – Estado de deterioração localizada do apoio 10

Nas faces laterais dos blocos de coroamento observa-se a ocorrência generalizada de fissuras distribuídas em todas as faces, com aberturas variáveis e através das quais é possível identificar a migração de produtos solúveis da corrosão da armadura para a superfície, conforme observado na Figura 3.5. Algumas faces dos blocos, especialmente aquelas sem ação da insolação, apresentam uma tonalidade escura prenunciadora de elevada

concentração e em diversos locais existem barras de aço, remanescentes de técnicas executivas adotadas, diretamente expostas ao meio ambiente e com corrosão localizada. Diversas placas pré-moldadas (saias) apresentam os trechos em balanço quebrados ao nível do fundo dos blocos, devido ao impacto de embarcações, ações humanas e de impacto de vagas do mar, e em outras, os trechos em balanço já se separaram das faces laterais dois blocos face à deterioração da armadura e dos dispositivos metálicos de fixação. As fundações são constituídas de grupamentos de tubulões revestidos de camisas metálicas, inseridos na zona submersa, zona de variação entre maré e um pequeno segmento na zona de respingos e névoa salina (0,16m), e cujo concreto estrutural encontra-se ainda protegido da ação da água do mar.

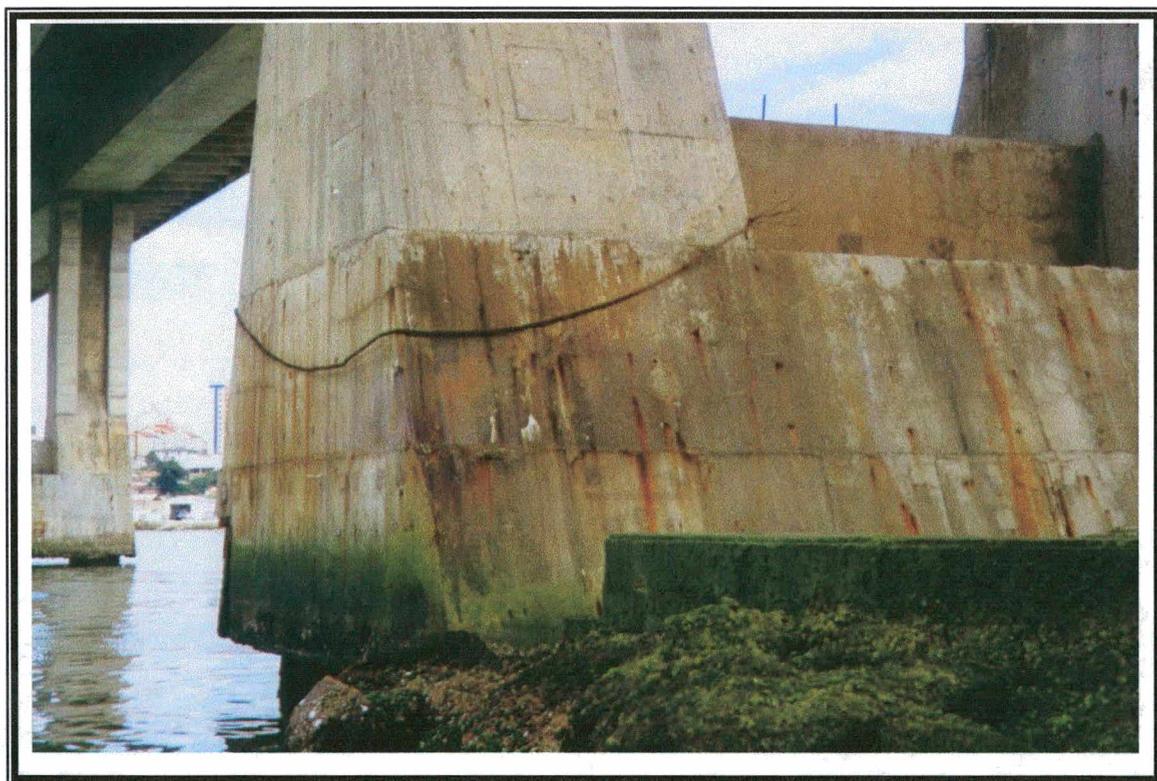


Figura 3.5 – Estado superficial do bloco de coroamento do apoio 10.

### 3.6 Elemento de estudo

Para fins de desenvolvimento do estudo referente aos apoios localizados dentro da água do mar foi escolhido o apoio denominado APOIO 10, para manter a uniformidade de nomenclatura adotada no projeto de engenharia da ponte. Este apoio está localizado mais próximo ao aterro hidráulico do lado insular, e com o tempo e em decorrência de depósito de diversos materiais como pedaços de concreto oriundos de demolições e blocos de pedra, o lado leste se tornou transitável a pé, de modo que apresenta mais facilidade de acesso e requer menos aparato logístico. Todavia, a facilidade de acesso não prejudica a sua representatividade, porque o APOIO 10 apresenta similaridade de exposição quanto ao macro-ambiente e micro-ambiente de exposição em relação aos demais apoios situados no mar, caracterizado pelo fato do bloco ter três lados em contato direto com a água do mar, possuir a mesma configuração geométrica e orientação geográfica e estar inserido numa área com a mesma conformação topográfica (relevo) e presença de interferências próximas.

Neste apoio foram selecionadas duas superfícies laterais nos elementos estruturais constituintes, com orientações distintas e localizadas em posições opostas, denominadas pilar sul, face sul e pilar norte, face norte. Para cada face lateral foram estabelecidos seis níveis de amostragem, com espaçamentos verticais variáveis entre si, porém de modo que ficassem determinados quatro níveis ao longo dos pilares e dois níveis no bloco, sendo que estes últimos se localizam próximos à transição superior com a base dos pilares, e inferiormente próximos à região de fixação das placas laterais (saías).

As figuras 3.6 e 3.7 indicam esquematicamente os locais de coleta de amostras.

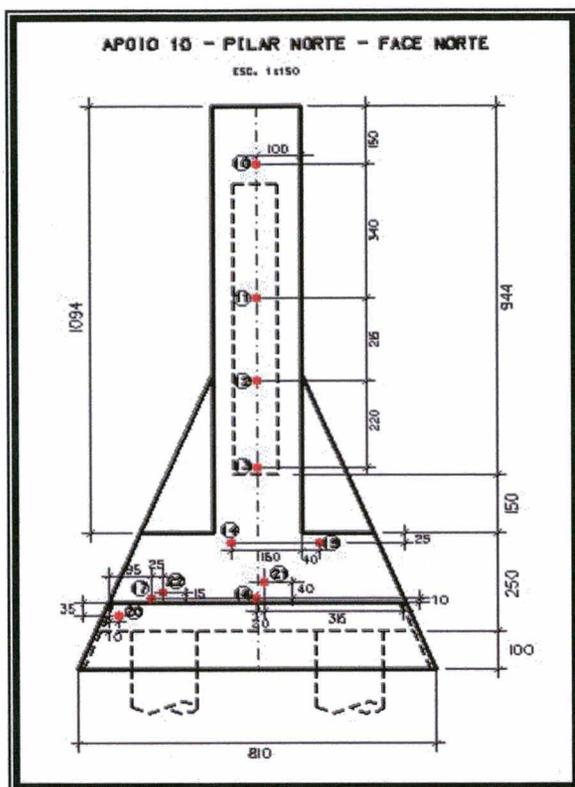


Figura 3.6 – Locais de coleta de amostras no pilar norte, face norte.

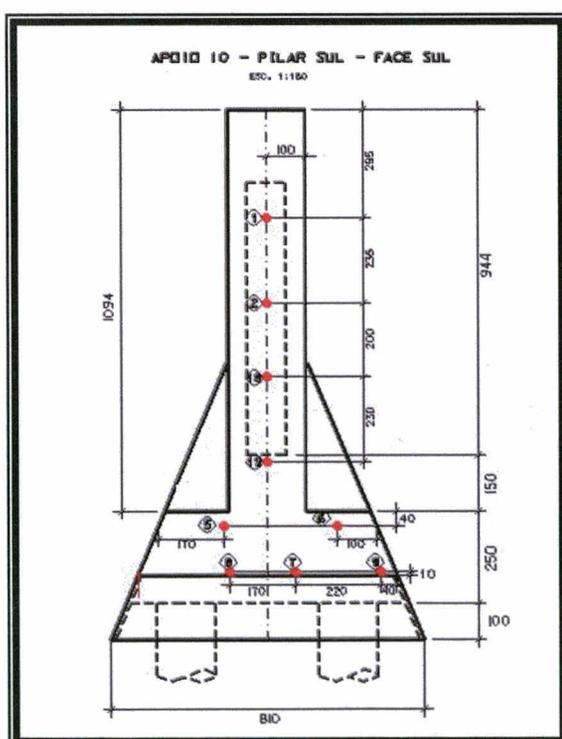


Figura 3.7 – Locais de coleta de amostras no pilar sul, face sul.

Os diversos níveis selecionados foram alcançados através do posicionamento de andaimes metálicos tubulares para apoio de plataformas de madeira e escadas, estabelecendo-se inicialmente dezoito pontos de estudo, sendo oito (8) localizados nos dois pilares e dez (10) no bloco de coroamento, compreendendo este último grupo de dois a três pontos de estudo por nível, face à grande dimensão do elemento nesta direção. Posteriormente, foram acrescentados mais dois pontos de estudo, localizados no nível mais inferior do bloco, no pilar norte, face norte.

As figuras 3.8 e 3.9, a seguir, ilustram algumas características geométricas do apoio 10.

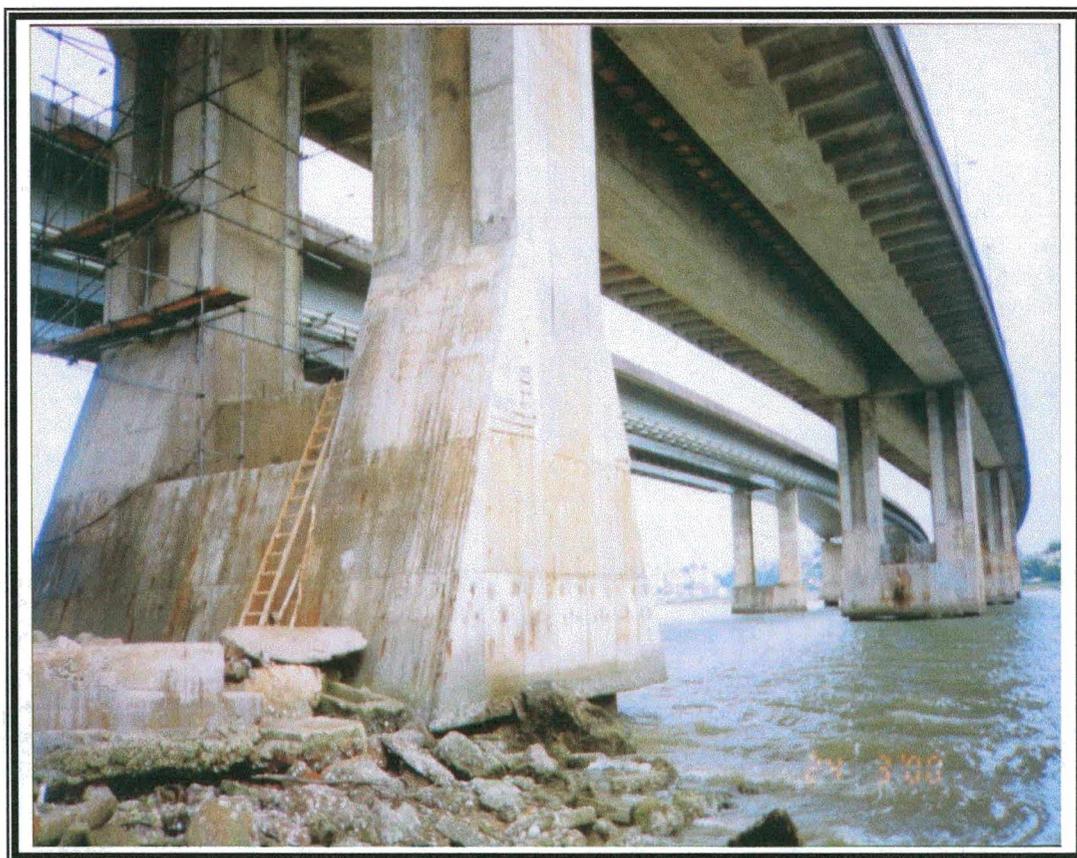


Figura 3.8 – Vista lateral do apoio 10, pilar norte, face norte.



Figura 3.9 – Vista frontal do apoio 10, com andaimes no pilar sul, face sul.

A figura 3.10 ilustra a ocorrência de micro ambiente do tipo insolação diferenciada.

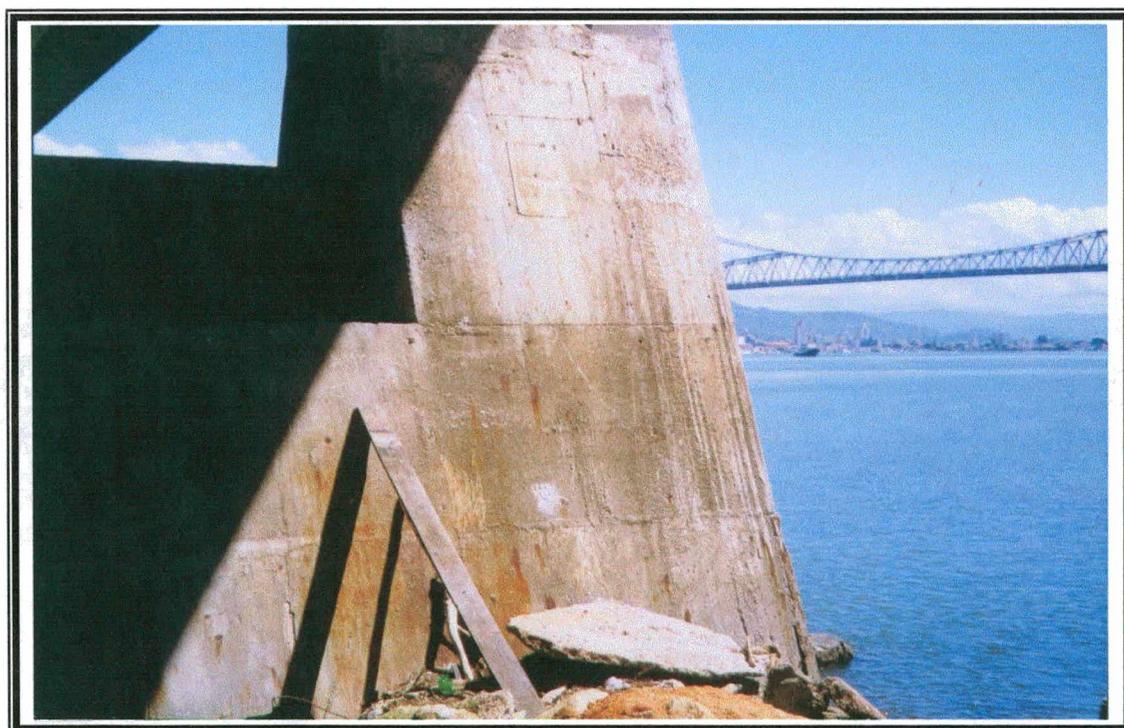


Figura 3.10 – Insolação diferenciada no pilar norte, face norte - apoio 10.

### 3.7 Coleta de amostras

#### 3.7.1 Amostras para determinação de concentração de íons cloreto

Em cada ponto de referência e de estudo foram extraídas três amostras que abrangem a espessura do concreto de recobrimento das armaduras, correspondendo à subdivisão em três segmentos incrementais a partir das superfícies externas, ou seja, nos intervalos 0,00-17mm, 17-34mm e 34-51mm.

A amostra de cada segmento é composta de material em pó resultante de perfurações realizadas com furadeira elétrica de impacto, modelo profissional BOSCH GSB 19-2, potência de 650 Watt, que tem capacidade para realizar perfurações no concreto com diâmetro de até 19mm. O diâmetro final das perfurações foi de 16mm, porém se iniciou as mesmas com diâmetros menores de 8,0mm e 12mm visto que tal procedimento reduz o desgaste do equipamento e operador bem como aumenta a produtividade das operações. O controle da profundidade de perfuração de cada segmento foi efetuado por uma haste delimitadora acoplada na própria furadeira. Para a obtenção de amostras com peso não inferior a 20g foram necessárias quatro perfurações por ponto amostrado e com pequenos afastamentos entre si, conforme observado na Figura 3.11.



Figura 3.11 – Furos executados por ponto de amostra

O coletor metálico usado consistiu de um segmento de perfil de alumínio extrudado, seção transversal retangular vazada, dimensões externas de 50,00 x 37,50mm e comprimento de 20 cm. A extremidade superior do coletor foi cortada de forma inclinada em relação ao seu eixo longitudinal, para melhorar a queda do material por gravidade em direção ao recipiente inferior, bem como existe um furo oval na face frontal para a passagem da broca da furadeira. A face truncada superior do coletor, que está em contato com as superfícies de concreto, foi revestida com esponja para melhorar a sua acomodação nas irregularidades superficiais dos elementos de concreto, bem como servir de elemento de vedação entre as interfaces de contato e assim minimizar as perdas de material. O dispositivo descrito pode ser visualizado segundo a Figura 3.12.

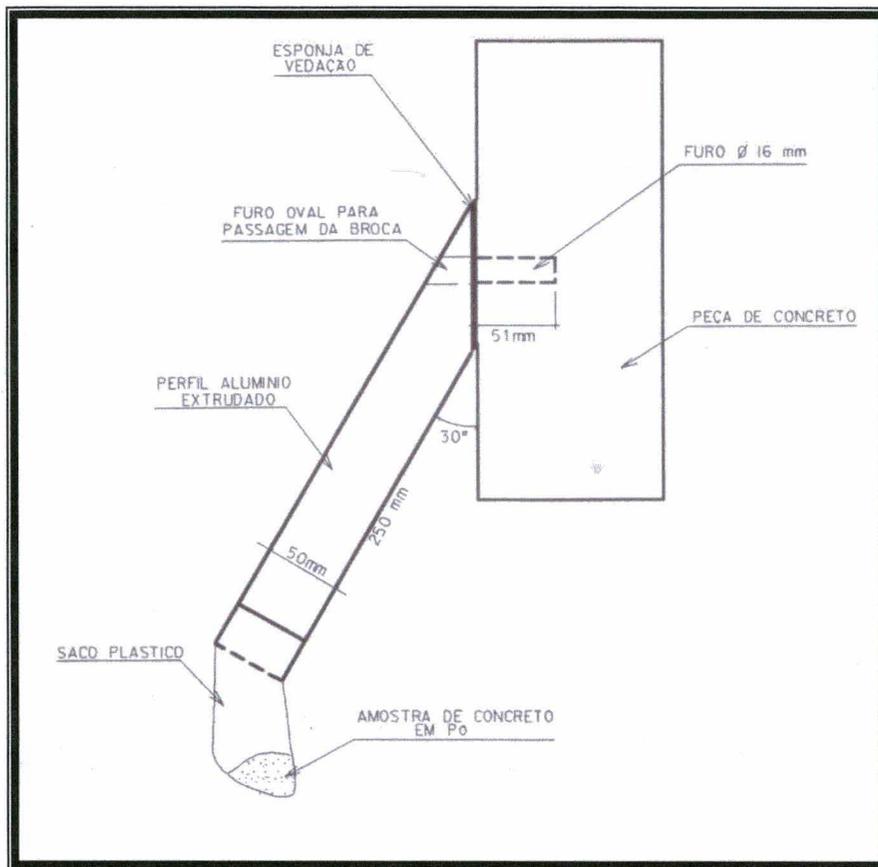


Figura 3.12 – Vista lateral do coletor de material em pó

O material em pó correspondente à cada amostra foi coletado e misturado em saco plástico adaptado na extremidade inferior do coletor, e depois transferido para um recipiente plástico do tipo estojo de filme fotográfico, hermeticamente fechado, identificado e encaminhado ao laboratório para a realização de análise química.

### 3.7.2 Amostras para verificação de carbonatação do concreto

Das paredes (septos) resultantes entre as perfurações constituintes de alguns pontos estudados foram retiradas amostras de concreto em forma de lascas, mediante a percussão com cinzel e marreta sobre as arestas recém perfuradas, para aplicação de indicador químico para verificação de carbonatação. A figura 3.11, apresentada anteriormente, ilustra a forma desta

amostragem. As figuras 3.13 e 3.14 mostram a face norte e face sul do bloco do apoio 10, locais de retirada de amostras em dois níveis.

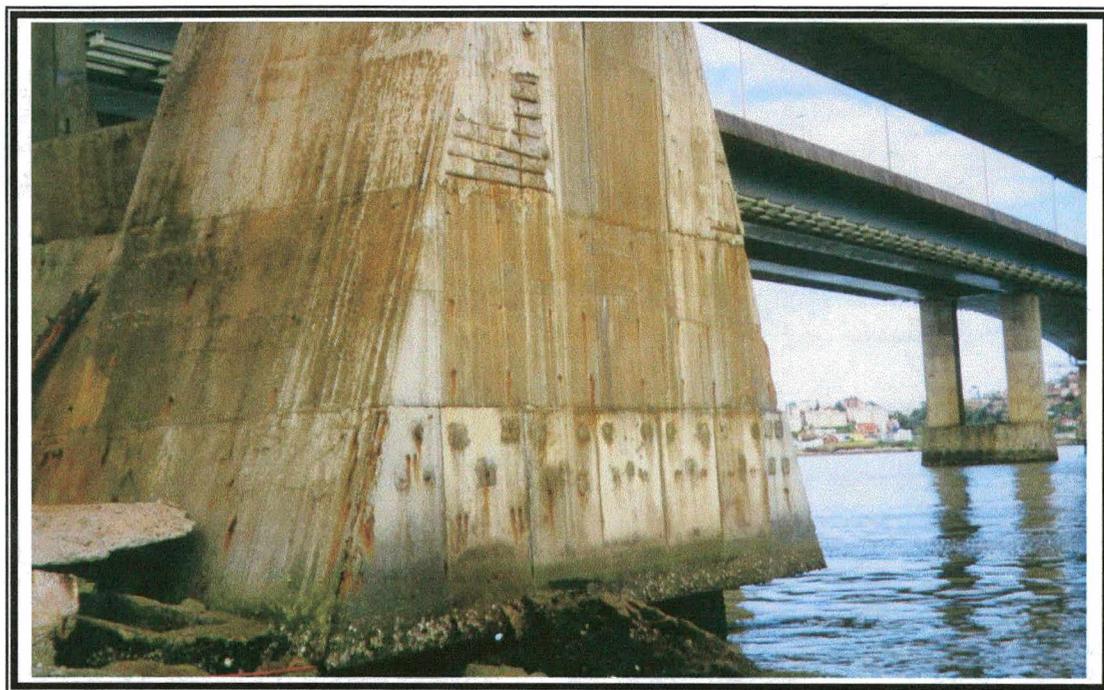


Figura 3.13 - Local de retirada de amostras do pilar sul, face sul.



Figura 3.14 - Local de retirada de amostras do pilar norte, face norte.

### 3.7.3 Amostras para estimativa da atual resistência à compressão do concreto

Para a estimativa da atual resistência à compressão do concreto foram extraídos oito testemunhos *in loco* da estrutura, com diâmetro de 75mm, mediante uso de equipamento de sondagem rotativa e com dispositivo extrator. A extração ocorreu através de furos verticais executados na superfície superior do bloco, uma vez que este local apresentou condições para instalação do equipamento, bem como a dimensão do elemento estrutural e o espaçamento entre as armaduras viabilizaram tal operação. A figura 3.15 aponta a localização dos pontos de extração de testemunhos, enquanto que a figura 3.16 apresenta as características dimensionais de um ponto de extração.

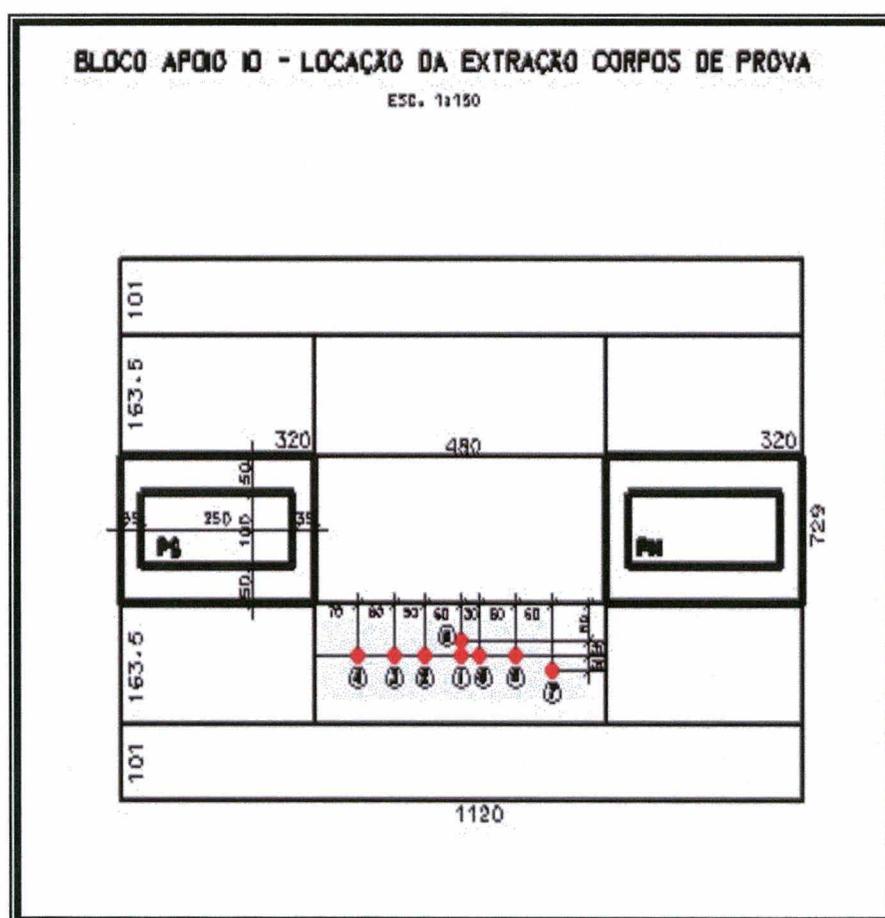


Figura 3.15 – Localização da extração de testemunhos no apoio 10



Figura 3.16 – Detalhe de furo de extração de testemunho de concreto.

### 3.8 Ensaios

As amostras de concreto em pó, coletadas nos locais e segundo a metodologia anteriormente descrita, foram encaminhadas ao setor da Central de Análises do Departamento de Química da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), para a realização de análises químicas visando a determinação do teor de íons cloreto solúveis em água. A escolha deste tipo de análise deve-se ao fato que os íons cloreto solúveis em água e disponíveis na solução aquosa dos poros do concreto, constitui a forma de disposição pela qual os íons cloreto intervêm no processo de corrosão das armaduras. A utilização do laboratório supracitado foi decorrente de sua disponibilidade local para a realização destes ensaios.

De acordo com o laboratório, a determinação do teor de cloretos solúveis foi realizada segundo o método prescrito pela Norma Brasileira NBR 9917– Agregados para Concreto – Determinação de sais, cloretos e sulfatos solúveis.

Segundo as especificações, o ensaio baseia-se num método potenciométrico com uso de eletrodo e íon seletivo, bem como a extração dos sais solúveis por via aquosa de amostras previamente preparadas. A determinação de cloretos solúveis ( $\text{Cl}^-$ ) é efetuada através da adição de água e solução padrão de cloreto de sódio, assim como a adição de algumas gotas de solução de ácido nítrico à solução previamente extraída. O eletrodo de prata metálico conectado ao potenciômetro é então imerso e se procede a seguir a titulação com solução de nitrato de prata, anotando-se o potencial para o cálculo dos pontos de equivalência. Através dos volumes de nitrato de prata gastos até os pontos de equivalência, calcula-se finalmente o percentual de íons cloreto ( $\text{Cl}^-$ ).

Devido aos resultados de ensaios referentes das aos níveis localizados no pilar norte, face norte e cujos valores apresentaram uma tendência de estabilização com relação à altura do apoio, decidiu-se pela coleta de novas amostras em dois pontos, correspondentes ao nível 0,84m. Considerando que o laboratório realizador das análises químicas das amostras na primeira etapa ficou impossibilitado de realizar a análise das amostras complementares, foi necessário disponibilizar um segundo laboratório, a saber, I.a.falcão Bauer sediado em São Paulo, o qual ofereceu também a possibilidade de realização de ensaios para a determinação de teor de cloretos solúveis em ácido. Deste modo, optou-se pela realização deste tipo de ensaio em seis amostras, para a determinação do teor de íons cloreto totais e de íons cloreto solúveis em água. A metodologia aplicada nestes ensaios segue o procedimento interno C-83 (Determinação de Cloretos), o qual, segundo informações, se norteia segundo padrões normalizados vigentes no Brasil.

Para fins de verificação, de provável ocorrência de processo de carbonatação no concreto dos elementos estruturais, principalmente na região de exposição à zona atmosférica, as superfícies recém fraturadas de amostras de concreto em forma de lascas foram aspergidas com uma solução composta de 1 g de fenolftaleína, o indicador químico, dissolvido em um litro de álcool etílico.

## 4 RESULTADOS

### 4.1 Determinação da concentração de íons cloreto

Os resultados dos ensaios relativos à determinação da concentração de íons cloreto solúveis em água foram apresentados pelo laboratório realizador das análises químicas, expressos em partes por milhão da amostra em relação à massa de concreto (ppm). Os resultados desta análise estão compilados nas tabelas 4.1 e 4.2.

Tabela 4.1 - Concentração de íons cloreto solúveis em água no apoio 10 – pilar sul face sul

Amostra			Concentração (ppm)		
Identificação	Localização Apoio 10	Posição relativa (m)	Prof. (0-17mm)	Prof. (17-34mm)	Prof. (34-51mm)
1	Pilar sul	10,49	249,85	122,71	87,54
2	Pilar sul	8,14	580,06	231,33	174,13
18	Pilar sul	6,14	234,00	147,80	91,20
19	Pilar sul	3,84	243,00	113,50	63,6
5	Bloco	2,10	2449,98	1643,13	1162,64
6	Bloco	2,10	2154,96	1118,21	- <sup>1</sup>
7	Bloco	0,84	6505,26	3944,85	3149,37
8	Bloco	0,84	7051,28	4137,26	3267,56
9	Bloco	0,84	6855,83	4206,28	3336,45

<sup>1</sup> Amostra não ensaiada por problemas de identificação, valor interpolado

A seguir, a tabela 4.2 apresenta os resultados obtidos das análises químicas referentes ao pilar norte, face norte.

Tabela 4.2 - Concentração de íons cloreto solúveis em água no apoio 10 – pilar norte, face norte.

Amostra			Concentração (ppm)		
Identificação	Localização Apoio 10	Posição relativa (m)	Prof. (0-17mm)	Prof. (17-34mm)	Prof. (34-51mm)
10	Pilar norte	11,94	780,40	309,50	109,80
11	Pilar norte	8,54	2299,20	1047,90	500,20
12	Pilar norte	6,39	2300,90	1369,40	934,40
13	Pilar norte	4,19	2766,80	2599,10	2062,90
14	Bloco	2,25	4948,50	3623,40	3317,90
15	Bloco	2,25	4803,60	3911,20	3385,60
21	Bloco	0,84	4400,00	3300,00	2100,00
22	Bloco	0,84	4300,00	1800,00	1100,00
16	Bloco	0,84	7009,80	3156,30	2403,80
17	Bloco	0,84	6288,30	2224,00	1129,40
20 <sup>2</sup>	Bloco	0,49	5673,50	5028,60	4901,60

<sup>2</sup> A amostra foi coletada na superfície do bloco no ponto mais próximo do nível do mar e que se encontra encoberto pelas placas pré-moldadas.

Os resultados dos ensaios relativos à determinação da concentração de íons cloreto solúveis em ácido, ou totais foram apresentados pelo laboratório com valores expressos em ppm da amostra em relação à massa de concreto, e estão compilados na tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Concentração de íons cloreto solúveis em ácido no apoio 10 – pilar norte, face norte.

Amostra			Concentração (ppm)		
Identificação APNFN	Localização Apoio 10	Posição relativa (m)	Prof. (0-17mm)	Prof. (17-34mm)	Prof. (34-51mm)
21	Pilar norte	0,84	4600,00	4500,00	2300,00
22	Pilar norte	0,84	5500,00	2300,00	1800,00

Para fins de análise dos resultados, os valores obtidos foram convertidos para valores referidos à massa de cimento presente no concreto, uma vez que é conhecido a dosagem do concreto aplicado nos elementos do apoio e que é diferente dependendo da localização do ponto amostrado no bloco ou pilares.

A conversão dos resultados pode ser efetuada através da expressão (4.1):

$$\text{Cl}^- (\%) = (\gamma C 10^{-4}) / p_{ci} \quad (4.1)$$

Onde:

$\gamma$  o peso específico do concreto, cujo valor utilizado é  $2320 \text{ kg/m}^3$ , que corresponde à densidade média de quatro corpos de prova;

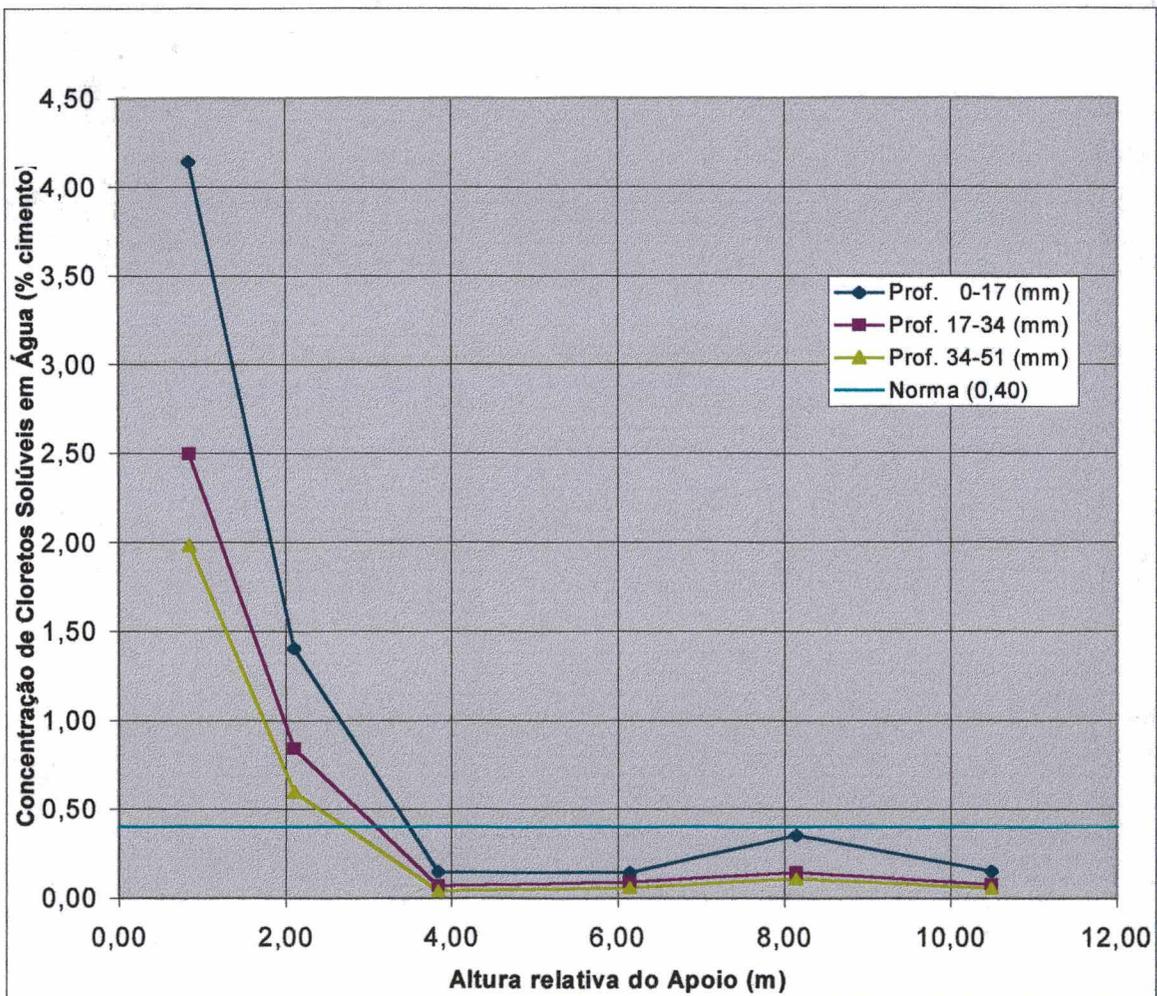
$C$  o teor de concentração de íons cloreto solúveis em água ou ácido da amostra, expresso em ppm, correspondente à profundidade do ponto estudado;

$p_{ci}$  a massa de cimento consumido na mistura do concreto, em quilogramas por metro cúbico, cujos valores são  $407 \text{ kg/m}^3$  e  $381 \text{ kg/m}^3$ , correspondentes respectivamente às amostras oriundas de pontos de elementos estruturais, executados em concreto com traços D9 e D12, descritos no item 3.3;

As tabelas 4.4 e 4.5, a seguir, apresentam a conversão dos dados anteriormente apresentados. Outrossim, foram elaborados os gráficos 4.1 e 4.2 que correlacionam a concentração de íons cloreto solúveis em água nas três profundidades ensaiadas, com a altura relativa dos elementos estruturais. Nos níveis em que há vários pontos de coleta e ensaios, para fins de estudo foi adotado o valor médio entre os resultados obtidos dos ensaios.

**Tabela 4.4 - Concentração de íons cloreto, solúveis em água (%) no pilar sul, face sul**

Ponto	Altura (m)	Prof. 0-17 (mm)			Prof. 17-34 (mm)			Prof. 34-51 (mm)		
		Conc(ppm)	% Cl	% Cl <sub>est</sub>	Conc(ppm)	% Cl	% Cl <sub>est</sub>	Conc(ppm)	% Cl	% Cl <sub>est</sub>
Pilar	1	249,85	0,15	0,15	122,71	0,07	0,07	87,54	0,05	0,05
	2	580,06	0,35	0,35	231,33	0,14	0,14	174,13	0,11	0,11
	18	234,00	0,14	0,14	147,80	0,09	0,09	91,20	0,06	0,06
	19	243,00	0,15	0,15	113,50	0,07	0,07	63,60	0,04	0,04
Bloco	5	2.449,98	1,49	1,40	1.643,13	1,00	0,84	1.162,64	0,71	0,59
	6	2.154,96	1,31		1.118,21	0,68		791,22	0,48	
	7	6.505,26	3,96		3.944,85	2,40		3.149,37	1,92	
	8	7.051,28	4,29	4,14	4.137,26	2,52	2,49	3.267,56	1,99	1,98
	9	6.855,83	4,17		4.206,28	2,56		3.336,45	2,03	



**Gráfico 4.1 - Concentração de íons cloreto solúveis no pilar sul, face sul**

Tabela 4.5 - Concentração de cloretos solúveis em água no pilar norte, face norte

Ponto	Altura do Pilar (m)	Prof. 0-17 (mm)			Prof. 17-34 (mm)			Prof. 34-51 (mm)		
		Conc (ppm)	% Ci	% Ci <sub>est</sub>	Conc (ppm)	% Ci	% Ci <sub>est</sub>	Conc (ppm)	% Ci	% Ci <sub>est</sub>
Pilar	10	780,40	0,44	0,44	309,50	0,18	0,18	109,80	0,06	0,06
	11	2.299,20	1,40	1,40	1.047,90	0,64	0,64	500,20	0,30	0,30
	12	2.309,00	1,41	1,41	1.369,40	0,83	0,83	934,40	0,57	0,57
	13	2.766,80	1,68	1,68	2.599,10	1,58	1,58	2.062,90	1,26	1,26
Bloco	14	4.948,50	3,01		3.623,40	2,21		3.317,90	2,02	
	15	4.803,60	2,93	2,97	3.911,20	2,38	2,29	3.385,60	2,06	2,04
	21	4.400,00	2,68		3.300,00	2,01		2.100,00	1,28	
	22	4.300,00	2,62		1.800,00	1,10		1.100,00	0,67	
	16	7.009,80	4,27	3,35	3.156,30	1,92	1,60	2.403,80	1,46	1,03
	17	6.288,30	3,83		2.224,00	1,35		1.129,40	0,69	
	20	5.673,50	3,23	3,23	5.028,60	2,87	2,87	4.901,60	2,79	2,79

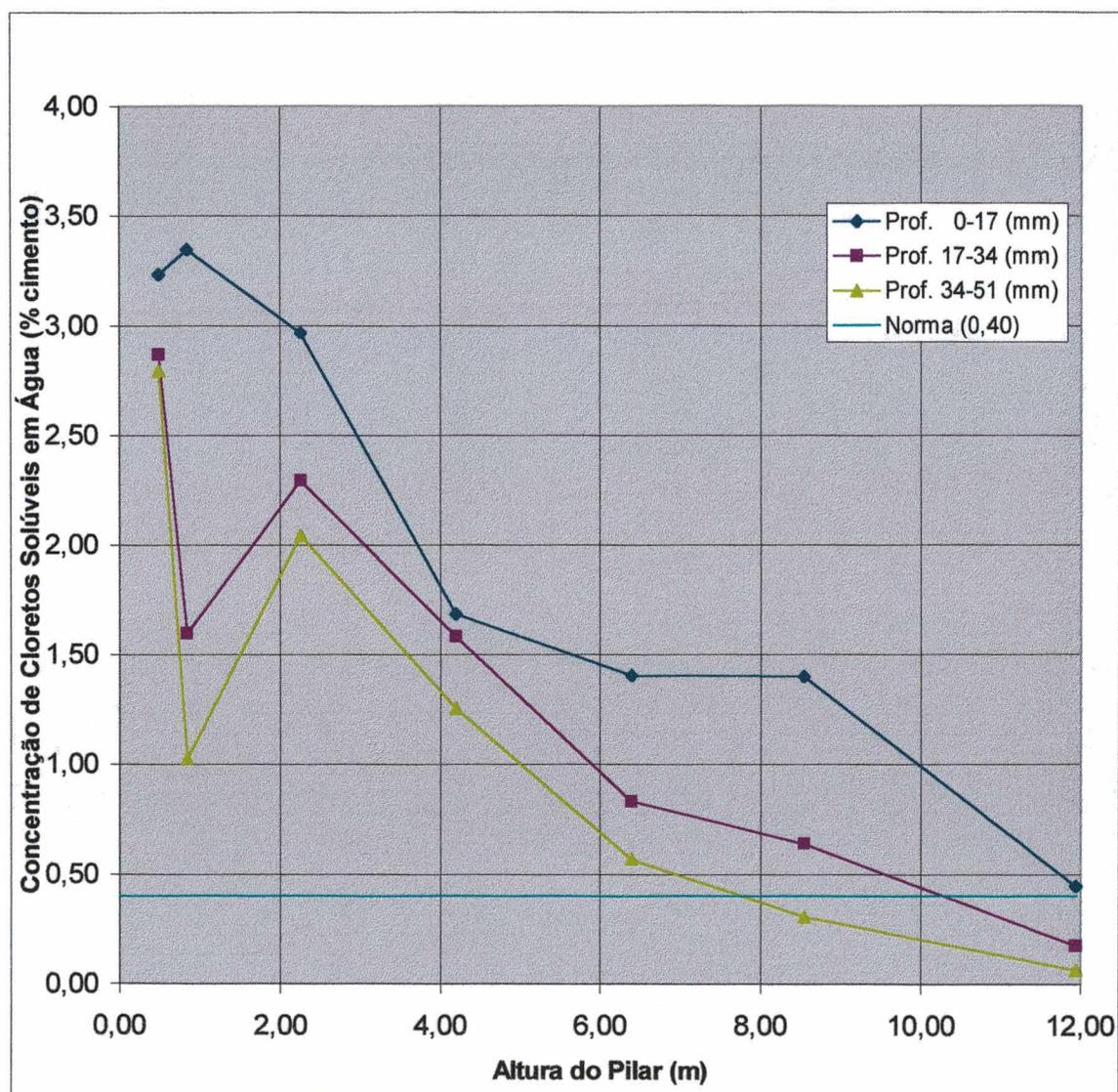


Gráfico 4.2 - Concentração de íons cloreto solúveis em água no pilar norte, face norte

Com o objetivo de caracterizar a uniformidade da concentração variável e decrescente de íons cloreto solúveis em água, com relação à profundidade do concreto de recobrimento das armaduras nos elementos estruturais, foram elaborados os gráficos 4.3 e 4.4 que englobam todos os níveis estudados.

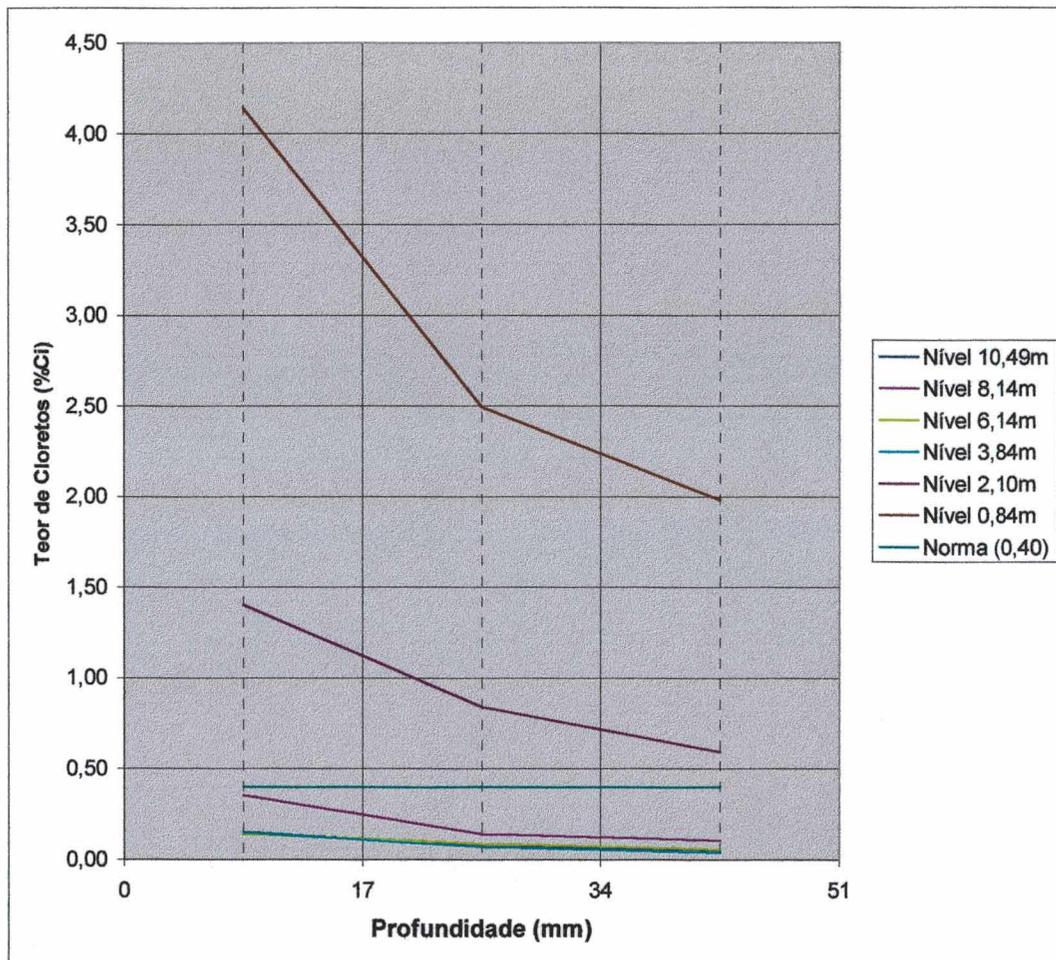


Gráfico 4.3 Variação de concentração de íons cloreto solúveis em água no pilar sul, face sul.

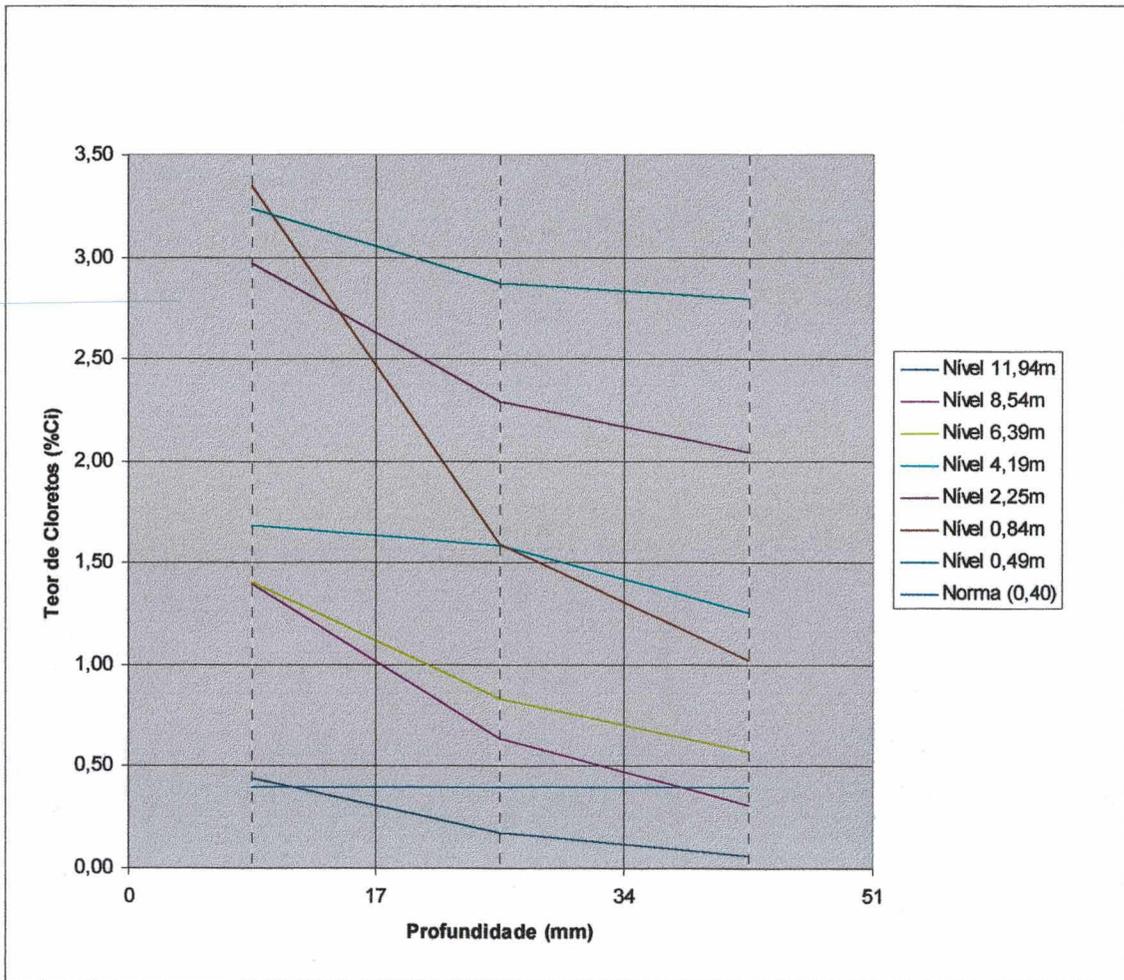


Gráfico 4.4 Variação de concentração de íons cloreto solúveis em água no pilar norte, face norte

#### 4.2 Determinação da resistência à compressão do concreto com base em corpos de prova extraídos da estrutura

Os testemunhos extraídos *in loco* da estrutura (bloco) foram objeto de ensaio de resistência à compressão do concreto, cujos resultados e cálculos constam na tabela 4.6, apresentada a seguir.

Tabela 4.6 – Resumo dos resultados da resistência à compressão do concreto.

CP	Altura h (cm)	Diâmetro Ø (cm)	Relação h/Ø	Área (cm <sup>2</sup> )	Ruptura (kN)	Resist. Compressão (MPa)	Fator de correção	Resist corrigida (MPa)	Densidade (kg/dm <sup>3</sup> )
01	14,5	7,5	1,93	44,18	196,2	44,40	0,993	44,08	2,308
02	8,0	7,5	1,06	44,18	181,4	41,05	0,887	36,41	2,532
05	12,2	7,5	1,62	44,18	213,6	48,34	0,970	46,88	2,305
07	9,9	7,5	1,32	44,18	130,6	29,56	0,941	27,81	2,373
08	14,0	7,5	1,86	44,18	242,2	54,82	0,988	54,16	2,275

OBS. A densidade foi determinada pelo método da balança hidrostática. O corpo de prova 02 apresentou um segmento de barra de aço posicionado no topo e normal ao plano de aplicação da carga. O fator de correção utilizado para a resistência de cada corpo-de-prova corresponde à interpolação linear entre os coeficientes (k) dados, em função da relação altura/diâmetro (h/Ø) (PETRUCCI, 1971), respectivamente 2-1,00; 1,75-0,98; 1,50-0,96; 1,25-0,94; 1,10-0,90; 1,00-0,85; 0,75-0,70 e 0,50-0,50.

O valor da resistência característica à compressão,  $f_{ck,est}$ , do concreto pode ser estimado com base nos valores obtidos de ensaios de corpos de prova extraídos da própria estrutura, utilizando-se o estimador constante na norma brasileira NBR 12655/1992, na forma da expressão (4.2) :

$$f_{ck,est} = \Psi_n f_{c1} \quad (4.2)$$

Na expressão acima, as variáveis envolvidas têm os seguintes significados:

$f_{ck,est}$  = resistência característica estimada do concreto à idade do ensaio (2000), em MPa.

$f_{c1}$  = menor valor dos ensaios de resistência à compressão, em MPa.

$\Psi_n$  = valor variável de acordo com o número de ensaios e do coeficiente de variação do concreto, que para o caso de 5 ensaios e hipótese de boa uniformidade do concreto, corresponde à 0,91 (MONTTOYA et al, 1981).

Considerando ainda o disposto na norma brasileira NBR 6118/1982, que permite aumentar de 10% o valor estimado da resistência característica para fins de consideração dos efeitos do broqueamento, se obtém o seguinte valor corrigido para a idade dos ensaios:

$$f_{ck,est} = 1,10 \cdot 0,91 \cdot 27,81 = 27,8 \text{ MPa}$$

Utilizando o valor orientativo 1,22, como relação entre resistência à compressão do concreto após 2 anos de idade e a correspondente à idade de 28 dias, e indicado para concretos de cimento Portland CP I e CP II de acordo com o projeto de Revisão da NBR 6118:2000, a resistência característica convencional estimada por retroanálise é 22,8 MPa.

#### 4.3 Determinação da carbonatação do concreto

Os valores dos primeiros ensaios realizados, com as amostras oriundas do trecho mais próximo do topo do pilar norte, revelaram que a profundidade da frente de carbonatação em relação à superfície de concreto era irrelevante, da ordem de 2,0mm, constatação que fundamentou a desconsideração do processo de carbonatação nos elementos do apoio, por ser incapaz de provocar a despassivação das armaduras durante o período de vida útil da estrutura.

#### 4.4 Previsão de vida útil

Para os pontos 10 e 11 que correspondem respectivamente aos níveis 11,94m e 8,54m do pilar norte, face norte, a concentração de íons cloreto solúveis em

água na profundidade correspondente à posição das armaduras é respectivamente de 0,07% e 0,32%, ou seja, ainda não atingiu a condição limite considerada para o início de corrosão da armadura. Procedendo o ajuste dos valores medidos para a concentração, e considerados válidos para as profundidades correspondentes à semi-distância dos segmentos amostrados de 8,5mm, 25,5mm e 42,5mm, as equações ajustadas segundo lei de variação potencial são, respectivamente  $y=5,9197 \cdot x^{-1,1704}$  (gráfico 4.5 – nível 11,94m – ponto 10) e  $y=10,548 \cdot x^{-0,9182}$  (gráfico 4.6 – nível 8,54m – ponto 11), nas quais o eixo y expressa a concentração de íons cloreto, em % de massa de cimento na mistura e x a profundidade correspondente, dada em mm. A opção pela lei de variação exponencial justifica-se pelo valor de correlação resultante, assim como por analogia com modelos de predição de vida útil que envolvem função raiz.

Os gráficos seguintes apresentam, cada um, o conjunto das duas curvas, sendo que a curva representada segundo a linha azul corresponde aos valores obtidos dos ensaios e a outra em linha preta, corresponde à ajustada segundo lei de variação potencial.

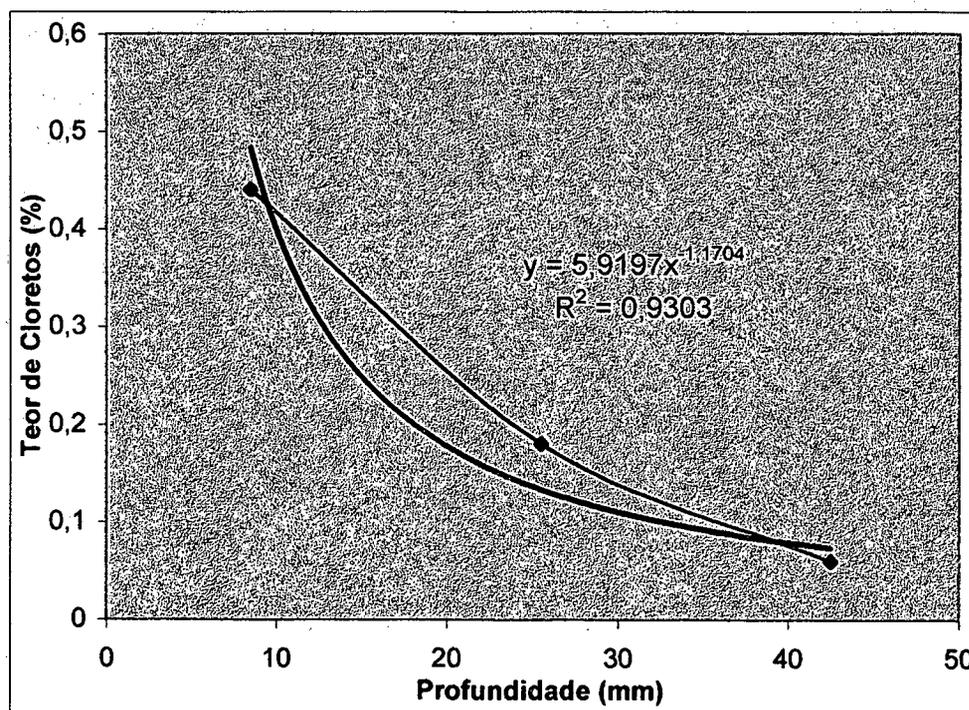


Gráfico 4.5 – Perfil ajustado de teor de íons cloreto solúveis em água em relação à profundidade no nível 11,94m (ponto 10).

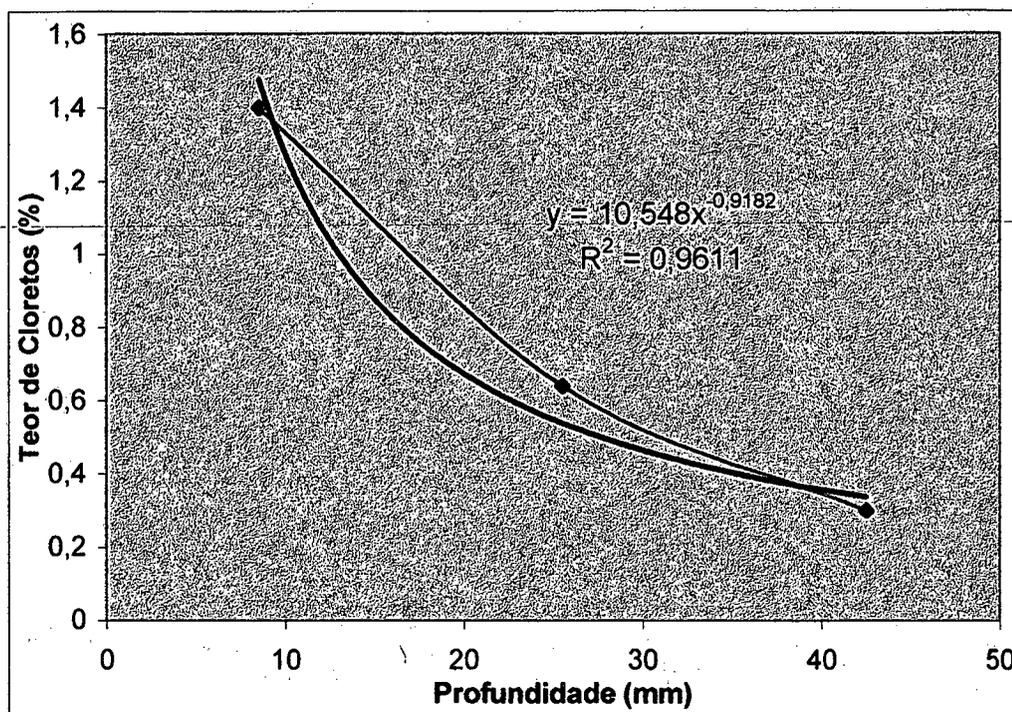


Gráfico 4.6 – Perfil ajustado de teor de íons cloreto solúveis em água em relação à profundidade no nível 8,54m (ponto 11).

A concentração de íons cloreto, calculada na profundidade das armaduras segundo as equações ajustadas, é respectivamente de 0,072% e 0,34% e a posição do perfil (frente) correspondente à concentração limite de 0,4%, encontra-se respectivamente à 10,0mm e 35,3mm da superfície externa do pilar. Considerando que a profundidade correspondente à posição das armaduras constitui a região de maior interesse, assim como a ordem de grandeza da diferença entre os valores obtidos e os ajustados para esta profundidade, se pode admitir a validade da lei de ajuste adotada.

Para fins de avaliação de durabilidade deste trecho superior do pilar norte, tem interesse a determinação do valor de concentração de íons cloreto solúveis em água ao nível da armadura, que provoque a sua despassivação e desencadeie o início do processo de corrosão. A predição da evolução do perfil de concentração de íons cloreto solúveis em água correspondente ao valor limite

0,40%, com o tempo e em direção à armadura, é aplicável aos pontos 10 e 11 e pode ser efetuada mediante um modelo simplificado conforme cálculo a seguir, utilizando-se as equações (4.4) e (4.5):

$$k_{Cl,0,40\%} = x_{Cl,0,40\%} / t^{0,5} \quad (4.4)$$

$$k_{Cl,0,40\%} = 10 / 27^{0,5} = 1,92 \text{ mm/ano}^{0,50} \text{ (Ponto 10)}$$

$$k_{Cl,0,40\%} = 35,3 / 27^{0,5} = 6,79 \text{ mm/ano}^{0,50} \text{ (Ponto 11)}$$

$$t = (c / k_{Cl,0,40\%})^2 \quad (4.5)$$

$$t = (50 / 1,92)^2$$

$$t = 678 \text{ anos (Ponto 10)}$$

$$t = (50 / 6,79)^2$$

$$t = 54 \text{ anos (Ponto 11)}$$

Baseado na segunda lei (da difusão) de Fick, pode-se usar as expressões (4.6), (4.7) e (4.8):

$$\text{erf}(z) = (C_s - C_{cl}) / (C_s - C_o) \quad (4.6)$$

$$\text{erf}(z) = (0,90 - 0,07) / (0,90 - 0,02) = 0,943 \text{ (Ponto 10)}$$

$$z = 1,350 \text{ (Função erro de Gauss)}$$

$$D_{ef,cl} = e_{cl}^2 / 4 \cdot (z^2) \cdot t \quad (4.7)$$

$$D_{ef,cl} = (4,25)^2 / 4 \cdot (1,35)^2 \cdot 27 =$$

$$D_{ef,cl} = 0,092 \text{ cm}^2/\text{ano} = 2,91 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2/\text{seg} \text{ (Ponto 10)}$$

$$t = e_{cl}^2 / 4 \cdot (z^2) \cdot D_{ef,cl} \quad (4.8)$$

$$t = 5,0^2 / 4 \cdot 0,557^2 \cdot 0,092 = 219 \text{ anos (Ponto 10)}$$

$$\text{erf}(z) = (2,41 - 0,34) / (2,41 - 0,02) = 0,8661 \text{ (Ponto 11)}$$

$$z = 1,062 \text{ (Função erro de Gauss)}$$

$$D_{\text{ef,cl}} = (4,25)^2 / 4 \cdot (1,062)^2 \cdot 27 =$$

$$D_{\text{ef,cl}} = 0,1482 \text{ cm}^2/\text{ano} = 4,7 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2/\text{seg (Ponto 11)}$$

$$t = 5,0^2 / 4 \cdot (1,0)^2 \cdot 0,1482 = 42 \text{ anos (Ponto 11)}$$

nas quais  $C_s$  corresponde à concentração de íons cloreto na superfície do concreto, e foi calculada a partir da equação ajustada na profundidade de 5mm a partir da superfície externa, a fim de desconsiderar os efeitos climáticos externos ocorridos sobre a mesma (BROOMFIELD, 1997) e  $C_o$  foi admitido como sendo igual à 0,02% (HELENE, 1993). Para a predição do tempo, se admitiu que o coeficiente de difusão permaneceu constante, ao longo do tempo decorrido para alcançar a concentração de 0,4% ao nível das armaduras.

## 5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A análise dos resultados de análises químicas das amostras coletadas que estão expressas nos gráficos 4.1 e 4.2, de verificação da carbonatação, dos resultados de ensaios de resistência à compressão de amostras extraídas da estrutura e de aspectos concernentes à durabilidade da estrutura de concreto armado, fundamenta as seguintes constatações:

- Nos diversos níveis dos elementos estruturais integrantes do apoio 10, a concentração de íons cloreto solúveis em água apresenta, de modo sistemático, uma variação decrescente com a profundidade do concreto de recobrimento das armaduras. Este modo de concentração é típico de estruturas de concreto armado, nas quais os agentes agressivos são originários do meio ambiente marinho, cuja penetração para o interior do concreto ocorreu através de diversos mecanismos de transporte, durante o período de tempo decorrido entre a conclusão da construção do apoio (1973) e a época do estudo (2001), denotando a permeabilidade do concreto.
- Em cada superfície lateral do apoio, a concentração de íons cloreto solúveis em água com relação à profundidade do concreto de recobrimento das armaduras é variável ao longo da altura dos elementos estruturais, e de um modo geral, decrescente na direção do fundo do bloco para o topo dos pilares. No pilar sul, face sul a concentração diminui de modo acentuado ao longo da altura do bloco, e mantém uma relativa uniformidade de valores na região correspondente ao pilar, enquanto que na superfície oposta do apoio, pilar norte, face norte, a diminuição da concentração ocorre de modo mais gradativo ao longo da altura do apoio.
- A aparente divergência representada pelo valor de concentração de íons cloreto solúveis em água com relação à profundidade do concreto de recobrimento das armaduras, correspondente ao nível 0,84m do pilar norte, face norte e referido aos dois níveis mais próximos, pode ser explicada pela

excessiva presença de agregado graúdo nos pontos de coleta de amostras conforme pode ser verificado por ocasião das perfurações, assim como pela possibilidade das amostras referentes ao mesmo nível serem provenientes de pontos do elemento com dosagens distintas, e a posição coincidente de pontos de coleta com a de fissuras existentes no elemento de concreto. A hipótese da influência de eventual lavagem exercida pelas chuvas sobre as superfícies parece pouco provável, porque a redução de valores ocorreu nos dois segmentos mais profundos, bem como toda a face lateral norte do bloco está exposta às mesmas condições de incidência de chuvas, insolação e ventos.

- A concentração de íons cloreto solúveis em água com relação à profundidade do concreto de recobrimento das armaduras, correspondente ao nível 0,49m do pilar norte, face norte, não foi incorporado no gráfico visto que a superfície do bloco está protegida por placas pré-moldadas de concreto. A existência das placas sobrepostas modifica as condições do microambiente local, na forma da inexistência de insolação direta e da ação dos ventos predominantes, que caracteriza uma área com condições de exposição similares ao do pilar sul, face sul.
- Os valores mais elevados de concentração de íons cloreto solúveis em água, com relação à profundidade do concreto de recobrimento das armaduras, ocorrem nas duas faces laterais do bloco e estão localizados nos níveis mais próximos do nível do mar. O bloco devido às suas dimensões transversais, formato e posicionamento relativo dentro da água do mar constitui um obstáculo para arrebentação das ondas do mar, e que ainda sofre a influência dos ventos e efeitos da navegação de embarcações pelo estreito, é responsável pela materialização de diferentes microclimas que determinam concentrações diferenciadas mais elevadas nestas áreas.
- Comparando os valores das concentrações de íons cloreto solúveis em água, determinadas nas duas superfícies laterais do apoio, pilar sul, face

sul e pilar norte, face norte, verifica-se que os valores são diferentes entre si para mesmos níveis do apoio.

- Os valores de concentração de íons cloreto solúveis em água com relação à profundidade do concreto de recobrimento das armaduras são, sensivelmente maiores no pilar norte, face norte, assim como estão distribuídos numa área mais ampla do mesmo. Em virtude da orientação geográfica do apoio segundo a direção norte, esta superfície lateral está exposta à ação freqüente dos ventos predominantes que sopram na direção norte/nordeste, bem como à incidência direta de raios solares que proporcionam sucessivos ciclos alternados de umidificação e secagem da superfície do concreto, na qual predomina o mecanismo de absorção capilar. Na superfície oposta, pilar sul, lado sul, face à menor freqüência de incidência do vento oriundo da direção sul e a falta de insolação solar direta, esta mantém umidades relativas maiores e mais constantes e na qual predomina o mecanismo de transporte por difusão iônica.
- Considerando 0,40% de concentração de íons cloreto solúveis em água, como valor limite e suficiente para provocar a despassivação de armaduras de concreto armado, se constata a ocorrência de determinadas áreas do apoio, nas quais os valores de concentração superam este valor limite na profundidade correspondente à posição das armaduras, e em significativa extensão vertical do pilar norte.
- O valor estimado por retroanálise, da resistência característica à idade de 28 dias do concreto estrutural do bloco é de 22,8 MPa, que é superior se comparado com o especificado no projeto, a saber 18 MPa. Esta sensível diferença não pode ser atribuída somente à evolução do crescimento da resistência do concreto com a idade, mas principalmente devido aos valores da relação água/cimento, porém abaixo do esperado para os mesmos. Os valores adotados para o consumo de cimento na mistura e relação água/cimento, respectivamente 407-381 Kg/m<sup>3</sup> e 0,46-0,49, caracterizam uma estratégia de projeto adotada para assegurar a

durabilidade da estrutura exposta ao meio ambiente marinho. A ordem de grandeza do valor atual estimado é plausível para o provável uso de cimento Portland comum e ou composto, e que justificaria o bom desempenho do concreto do apoio exposto na zona de ar atmosférico, que não é influenciada por condições climáticas peculiares.

## 6 CONCLUSÕES

A ponderação dos resultados, segundo os aspectos de durabilidade pertinentes aos objetivos do trabalho, fundamenta a apresentação das seguintes conclusões:

- A concentração de íons cloreto solúveis em água, segundo uma lei de variação decrescente com relação à profundidade do concreto de recobrimento das armaduras dos elementos estruturais, caracteriza que os agentes agressivos são originários do meio ambiente marinho e cuja penetração para o interior do concreto ocorreu, gradativamente durante o tempo de exposição.
- A distribuição variável da concentração de íons cloreto solúveis em água com relação à profundidade do concreto de recobrimento das armaduras, considerando a direção vertical do apoio, demonstra a influência da distância em relação ao nível do mar sobre os valores de concentração verificados nos diversos níveis das faces laterais.
- Os valores mais elevados de concentração de íons cloreto solúveis em água com relação à profundidade do concreto de recobrimento das armaduras estão distribuídos nas duas faces laterais do bloco, face sul e face norte, e associados aos microclimas típicos de zona de respingos e névoa salina.
- Os valores mais elevados de concentração de íons cloreto solúveis em água com relação à profundidade do concreto de recobrimento das armaduras ocorrem na superfície lateral do pilar norte, face norte e se encontram distribuídos sobre uma extensão vertical mais ampla do pilar, e cuja ocorrência pode ser explicada pela ação dos ventos predominantes e incidência direta de raios solares, que ocasionam ciclos alternados de umidificação e secagem das superfícies laterais expostas.
- Os maiores valores de concentração de íons cloreto solúveis em água com relação à profundidade do concreto de recobrimento das armaduras se

encontram nas duas faces laterais do bloco, nos níveis mais próximos do nível do mar localizados na zona de respingos e névoa salina, que por sua vez constituem a área com maior risco potencial de deterioração estrutural por corrosão de armaduras.

- Os valores de concentração de íons cloreto solúveis em água, na profundidade correspondente à posição das armaduras, superam o valor 0,40% em toda a área lateral do bloco referido às duas superfícies, pilar norte, face norte e pilar sul, face sul e, aproximadamente na área compreendida até à metade da altura da face lateral do pilar norte. De acordo com este parâmetro, estas áreas do apoio estudado apresentam as armaduras despassivadas e em condições teóricas para o início do processo de corrosão das armaduras por ação de íons cloreto, impregnados nos elementos estruturais de concreto através de exposição ao meio ambiente marinho.
- Apesar de já ter decorrido certo período de tempo desde a despassivação das armaduras, principalmente aquelas localizadas na região pertinente à parte inferior do bloco, ainda não se apresentam manifestações visíveis de danos decorrentes da corrosão das armaduras. Isto caracteriza que a evolução do processo de corrosão é lenta, do tipo localizado, provavelmente decorrente de condições intrínsecas do concreto, e a não ocorrência simultânea de todas as condições propícias para o seu desenvolvimento.
- A vida útil de projeto se for admitida como correspondente ao período de tempo decorrido para a despassivação das armaduras, é variável dependendo do elemento estrutural do apoio em consideração. Para a região inferior do bloco pode-se estimar em torno de 10 anos, 40 anos na semi-altura do pilar norte, face norte e superior a 100 anos na região superior do pilar norte, face norte e em toda a extensão do pilar da face sul. Nas regiões com armaduras despassivadas, os modelos simplificados para previsão de vida útil de serviço ou residual são inaplicáveis.
- Os valores do recobrimento das armaduras, consumo de cimento na mistura do concreto e relação água/cimento seguem, em linhas gerais, as sugestões e

recomendações constantes das principais normas e regulamentos internacionais, como estratégia de projeto e execução para assegurar a durabilidade de estruturas de concreto armado expostas ao meio ambiente agressivo. Todavia, estes parâmetros não foram suficientes para a consecução deste objetivo em todo o apoio, particularmente nas regiões correspondentes aos microclimas de zona de respingos e névoa salina.

- A adoção dos parâmetros relativos ao consumo de cimento na mistura e relação água/cimento, posteriormente ao cálculo estrutural, implicou na obtenção natural de valor superior ao valor de cálculo adotado. Isto caracteriza que os elementos estruturais apresentam uma reserva de capacidade resistente nas seções de concreto comprimidas em relação ao cálculo original, e cuja vantagem não foi aproveitada face às decisões tomadas em épocas distintas.
- A distribuição da concentração de íons cloreto solúveis em água, segundo a profundidade do concreto e direção vertical do apoio 10, pode ser admitida para os demais apoios localizados dentro do mar por razões de similaridade construtiva e microclimas de exposição.
- A constatação da ocorrência de concentração mais elevada, de agentes agressivos oriundos do meio ambiente marinho nas superfícies de elementos estruturais expostos à direção de ventos predominantes, coincide com o caso verificado num apoio da Ponte sobre o Lago de Maracaibo-Venezuela, quando da realização do levantamento de danos existentes na armadura, segundo mencionado em DURAR (1998).
- Considerando a vida útil de 50 anos prevista para elementos estruturais de cais do Porto de Rio Grande-Brasil, que estão há mais de vinte anos expostos à respingos e névoa salina da água do mar do canal de acesso, conforme pesquisas realizadas, evidencia a importância do tipo de cimento usado no concreto, ou seja, o cimento Portland pozolânico na questão do desempenho, vida útil e durabilidade estrutural, segundo relatado por GUIMARÃES e HELENE (2000). No caso da obra estudada, que apesar de revelar resistência

média mais elevada para o concreto, bem como ter adotado parâmetros similares aos da obra portuária nos aspectos de consumo de cimento na mistura e relação água/cimento, a verificação de desempenho inferior ao desta obra de comparação para elementos expostos na zona de respingos e névoa salina, pode ser atribuída às condições mais agressivas do meio ambiente local e ao tipo de cimento usado. Diante da inexistência de identificação específica, e com base em dados de análise química, o aglomerante hidráulico usado provavelmente foi do tipo cimento Portland comum ou composto para conferir trabalhabilidade ao concreto e reduzir o calor de hidratação no bloco e pilares. A segunda vantagem aparentemente não foi alcançada em sua plenitude, considerando o quadro de fissuras existentes neste elemento estrutural.

## 7 RECOMENDAÇÕES

Com fundamentação na análise dos resultados obtidos e na ponderação das dificuldades e limitações observadas na consecução dos objetivos almejados, apresentam-se diversas recomendações abrangendo procedimentos para a obra estudada, bem como para futuros projetos de estruturas de concreto armado, expostas ao meio ambiente marinho:

- A utilização de furadeira elétrica de impacto, do tipo industrial, para a obtenção de amostras de concreto em pó de elementos estruturais, é um método simples e prático. Para a obtenção da massa mínima para da amostra, é recomendável a execução de um maior numero de perfurações com diâmetro menor, que um menor número de furos com diâmetro maior, porque tal procedimento implica em menor desgaste do equipamento e operador nas situações de transposição de regiões do concreto, que contenham uma maior concentração de agregado graúdo.
- Para maior precisão do desenho de perfis, ou ajustamento de curvas representativas da concentração de íons cloreto no interior dos elementos estruturais de concreto armado para predição de vida útil, é recomendável a coleta, no mínimo, de três amostras por ponto, correspondentes á três segmentos iguais da espessura do concreto de recobrimento das armaduras. Quando esta espessura exceder de 25mm, se recomenda aumentar a quantidade mínima para quatro amostras.
- A determinação da concentração de íons cloreto solúveis em água, com relação á profundidade do concreto de recobrimento das armaduras de elementos constitutivos de estruturas de concreto armado, já com um razoável período de utilização e exposição, constitui procedimento suficiente para fins de avaliação preliminar do estado de deterioração estrutural da obra em seu todo ou parte.

- A determinação da concentração de íons cloreto no interior do concreto dos elementos estruturais de concreto tem caráter mais qualitativo, e portanto não substitui a realização de estudos específicos suplementares. Devido ao custo e tempo necessários para a sua realização, se recomenda a realização de medidas eletroquímicas específicas nos elementos estruturais, somente na fase de desenvolvimento do projeto de recuperação ou reabilitação da estrutura deteriorada, para definição do tipo e amplitude da intervenção necessária, bem como para o controle e monitoramento futuro dos serviços a realizar.
- Para a obra objeto de estudo, e devido às excessivas concentrações de íons cloreto verificadas em um relevante elemento estrutural do apoio da Ponte, cuja probabilidade de ocorrência é grande em mais oito apoios semelhantes localizados dentro do mar, é recomendável, por razões de ordem técnica e econômica, a elaboração de projeto de recuperação da mesoestrutura da obra de arte especial.
- Os projetos de estruturas de concreto armado relativas à diversos tipos de obras localizadas junto à faixa litorânea ou dentro da água do mar, devem, necessariamente considerar o conceito moderno de durabilidade das estruturas expostas em meio ambiente agressivo. A boa estratégia de projeto envolve a consideração da agressividade dos microclimas atuantes, e uma atuação adequada nas fases do próprio projeto, execução e utilização das estruturas.
- Para fins de obtenção de estruturas duráveis de concreto armado, se recomenda que nos projetos referentes à determinados tipos de obras, como plataformas, atracadores, cortinas de contenção, diques e pontes, seja adotado como parâmetro preliminar de referência na ausência de estudos específicos, a consideração de uma extensão aproximada de 3,0m acima do nível médio da água do mar ao longo dos elementos estruturais localizados dentro da água do mar, como representativa de zona de respingos e névoa salina. Tal amplitude, em princípio incluiria a zona de variação de níveis de maré e de reflexão das ondas.

- Como a agressividade do meio ambiente marinho é afetada por vários fatores climáticos locais, e a respeito dos quais há informações publicadas ou conhecidas, é recomendável a realização de estudos específicos para a tipificação da agressividade por regiões, abrangendo o levantamento de níveis de maré, direção de ventos predominantes, classificação das condições de exposição ou proteção locais, determinação da altura de reflexão da água do mar sobre as superfícies dos elementos, concentração de sais em suspensão na atmosfera e transporte da brisa marinha para além da faixa litorânea.
- Para elementos estruturais inseridos na zona submersa e de variação entre níveis de maré e não protegidos com revestimento metálico, como é o caso da obra em estudo, se recomenda a adoção de critérios de projeto para assegurar a sua durabilidade, assim como considerar a influência da conformação geométrica nos diversos microambientes.
- A consideração da influência do vento, na concentração de íons cloreto no interior de elementos estruturais de concreto armado, pode ser restringida às regiões orientadas segundo às direções predominantes, principalmente em obras com grandes áreas inseridas nesta situação.
- A adoção de parâmetros segundo uma estratégia de projeto para assegurar a durabilidade de estrutura de concreto armado, que envolva elevado valor para a resistência do concreto, deve ser definida, previamente ao desenvolvimento do projeto estrutural para que esta característica vantajosa seja considerada na introdução da segurança na estrutura.
- Para assegurar a durabilidade de estruturas de concreto armado expostas em meio ambiente marinho, especialmente nas zonas de respingos e névoa salina, os valores tradicionais adotados para a resistência do concreto não tem mais justificativa técnica e econômica.

## 8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. *Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. NBR 6118/1982*. Comitê Brasileiro de Construção Civil – CB – 2 . Comissão de Estudo de Concreto armado, Rio de Janeiro, 1982.

Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. *Projeto de Estruturas de Concreto. Projeto de Revisão NBR 6118*. Comitê Brasileiro de Construção Civil – CB – 2 . Comissão de Estudo de Concreto Simples, Armado e Protendido, Rio de Janeiro, abril 2000.

AITCIN, Pierre Claude. *Concreto de Alto Desempenho*. 1ª edição. São Paulo : Editora Pini Ltda., 2000.

ALVES, José Dafico. *Manual de Tecnologia do Concreto*. 1ª edição. São Paulo : Livraria Nobel S. A., 1978.

ANDRADE, Carmen. *Manual para Diagnóstico de Obras Deterioradas por Corrosão de Armaduras*. 1ª edição. São Paulo. Editora Pini Ltda., 1992.

BARRETO, Francisco de Assis. A Proteção Catódica em Estruturas Metálicas Submersas de Piers de Atracação. *Anais do II Simpósio Sul-Americano de Corrosão Metálica*. Rio de Janeiro : Associação Brasileira de Corrosão e Instituto Brasileiro de Petróleo, 1971.

BAUER, Elton. Parâmetros e Grandezas de Importância no Estudo da Evolução da Corrosão das Armaduras no Concreto. *Anais da 38ª REIBRAC*. Ribeirão Preto, São Paulo : Instituto Brasileiro do Concreto, 1996.

BORGES, Pedro Castro. *Corrosion em estructuras de concreto armado*. 1ª edição. México :Instituto Mexicano del Cimento, 1998.

- BRANDÃO, Ana Maria da Silva e PINHEIRO, Libânio Miranda. Critérios para garantia de durabilidade de estruturas de concreto armado. *Anais da 39ª REIBRAC*. São Paulo : Instituto Brasileiro do Concreto, 1997.
- BROOMFIELD, John P. *Corrosion of Steel in Concrete*. 1ª edição. Londres : E. & Fn Spon., 1997.
- CANOVAS, M. F. *Patologia y Terapêutica Del Hormigón Armado*. 2ª edição. Madrid : Editorial Dossat S.A., 1984.
- CÁNOVAS, Manuel Fernández. Prevenir o Curar? Una Decisión No Siempre Facil. *Anais do V Congreso Ibedroamericano de Patologia de las Construcciones e VII Congreso V de Control de Calidad*. Montevideo, Uruguay : Asiconpat, 1999.
- CARINO, Nicholas J. Nondestructive Techniques to Investigate Corrosion Status in Concrete Structures. *Anais da 40ª REIBRAC*. Rio de Janeiro : Instituto Brasileiro do Concreto, 1998.
- CARMONA, Antonio Filho. *Metodologia para recuperação, proteção e determinação de vida útil residual de estruturas de concreto em meio fortemente agressivo*. Tese de Mestrado. Universidade Mackenzie : São Paulo, 1998.
- CASCUDO, Oswaldo M; e REPETTE, W. L. A Ação deletéria de cloretos em estruturas de concreto armado de edificios residenciais: um caso real. *Anais da 37ª REIBRAC*. Goiânia, Goiás : Instituto Brasileiro do Concreto, 1995.
- CASCUDO, Oswaldo e CARASEK Helena. Previsão da vida útil da estrutura em função do processo corrosivo. *Anais da 34ª REIBRAC*. Curitiba, Paraná : Instituto Brasileiro do Concreto, 1992.

CASCUDO, Oswaldo. *Controle da Corrosão de Armaduras em Concreto*. 1ª edição. Goiânia : Gráfica da Editora da UFG-GO, 1997.

CASCUDO, Oswaldo M. Inspeção de estruturas de concreto com vistas ao controle da corrosão de armaduras – Técnicas e Parâmetros. *Anais da 36ª REIBRAC*. Porto Alegre, Rio Grande do Sul : Instituto Brasileiro do Concreto, 1994.

Comitê Euro-International du Beton-CEB. *Durable Concrete Structures*. CEB Design. Secretariat Permanent. Lausanne, June 1989 ( Bulletin D'Information 182).

Comitê Euro-International du Beton-CEB. *Draft CEB – Guide to Durable Concrete Structures*. Secretariat Permanent. Lausanne, May 1985 (Bulletin D'Information 166).

Comitê Euro-International du Beton-CEB. *Durabilidad de Estructuras de Hormigon*. *Guia de Diseno* CEB. Grupo Español del Hormigon-GEHO-CEB. Lausanne, 1993 (Boletin N° 12).

Comitê Euro-International du Beton-CEB. *Diagnosis and Assessment of Concrete Structures*. Secretariat Permanent. Lausanne, janvier 1989 (Bulletin D'Information 192).

Comitê Euro-International du Beton-CEB. *CEB-FIP Model Code 1990*. École Polytechnique Fédérale. Lausanne, June 1991 (Bulletin D'Information N° 203, 204 e 205).

CEB-RILEM International Workshop. *Durability of Concrete Structures*. Department of Structural Engineering Technical University of Denmark, Copenhagen, April 1984 (Workshop Report).

CHANDRA, Satish. *Polymers In Concrete*. 1ª edição. Flórida : Yoshihiko Obama. CRC Press, 1994.

- CINCOTTO, Maria Alba. Avaliação do grau de agressividade do meio aquoso em contato com o concreto. *Revista Ibracon*, São Paulo : Janeiro/Fevereiro/Março, Ano II, N. 3, pg 52-56, 1992.
- CLÍMACO, João Carlos Teatini S. e NEPOMUCENO, Antonio Alberto. Parâmetros para uma metodologia de manutenção de estruturas de concreto. *Anais da 36ª REIBRAC*. Porto Alegre, Rio Grande do Sul : Instituto Brasileiro do Concreto, 1994.
- COKE, J. What Engineers Need To Know About Concrete-But Never Learned In School. Disponível na Internet via WWW.URL : <http://www.aci-int.net/about/cokememo8.letter>. Dados obtidos em 10/11/2000.
- COLLEPARDI, M. Ordinary Long Term Durability of Reinforced Concrete Structures. *Anais da 40ª REIBRAC*. Rio de Janeiro : Instituto Brasileiro do Concreto, 1998.
- CUNHA, Carlos Henrique de Moura; FRANÇA, Ricardo Leopoldo e Silva. Deformabilidade das estruturas de concreto: impacto das novas tipologias estruturais e das modificações dos materiais, cimentos, agregados e aditivos. *Anais do IV Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto*. São Paulo : Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2000.
- DURAR. *Manual de Inspección, Evaluation Diagnóstico de Corrosion em Estructuras de Hormigon Armado*. 2ª edição. Rio de Janeiro : Cytel, 1998.
- DUTRA, Aldo Cordeiro & Nunes, Laerce de Paula. *Proteção Catódica*. 3ª edição. Rio de Janeiro : Editora Interciência Ltda., 1999.
- EHE. *Instrucción de Hormigon Estructural*. Comisión Permanente Del Hormigón. 4ª Edición. Madrid : Ministério de Fomento. Ncentro de Publicaciones, 1999.

GENTIL, Vicente. *Corrosão*. 3ª edição. Rio de Janeiro : LTC-Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.,1996.

GUIMARÃES, André Tavares da Cunha; HELENE, Paulo Roberto do Lago. Modelos para previsão de vida útil em ambiente marinho. *Anais da 42ª REIBRAC*. Fortaleza, Ceará : Instituto Brasileiro do Concreto, Fortaleza, 2000.

HELENE, Paulo L. R. do. Vida Útil das Estruturas de Concreto. *Anais do IV Congresso Iberoamericano de Patologia das Construções e VI Congresso de Controle de Qualidade*. Porto Alegre, Rio Grande do Sul : Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1997.

HELENE, Paulo L. R. do. *Corrosão em Armaduras para Concreto Armado*. 1ª edição. São Paulo : Editora Pini Ltda.,1986.

HELENE, Paulo Roberto do Lago. *Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado*. Tese de Mestrado. Escola Politécnica. São Paulo : Universidade de São Paulo, 1993.

LIMA, Silvio Romero Fonseca. Corrosão das armaduras e a vida útil das estruturas de concreto armado. *Anais da 34ª REIBRAC*. Curitiba, Paraná : Instituto Brasileiro do Concreto, 1992.

KAZMIERCZAK, Cláudio de Souza. Análise de fatores que influenciam a velocidade de carbonatação em estruturas de concreto armado. *Anais da 38ª REIBRAC*. Brasília, Distrito Federal : Instituto Brasileiro do Concreto, 1993.

KULAKOWSKI, Marlova P. e DAL MOLIN, Denise. Estudo do teor de cloretos retido em argamassa com adição de microssilica para reparos estruturais. *Anais da 36ª REIBRAC*. Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 1994.

- MEHTA, P. K. Durability of Concrete – Fifty Years of Progress?. *Colóquio Internacional sobre Avanços nas Tecnologias de Produção e Preparo de Concretos em Meios Agressivos*. São Paulo : Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1992.
- MEHTA, P.K. & Monteiro, J. M. *Concreto-Estrutura, Propriedades e Materiais*. 1ª edição. São Paulo : Editora Pini Ltda., 1994.
- MONTEIRO, P. J. M. KURTIS, K. E. e RODRIGUES, F. A. Durability Problems *Anais da 40ª REIBRAC*. Rio de Janeiro : Instituto Brasileiro do Concreto, 1998.
- NEVILLE, Adam M. *Propriedades do Concreto*. 2ª edição. São Paulo : Editora Pini Ltda., 1997.
- NEVILLE, Adam M. & Brooks J.J. *Concrete Technology* . 1ª edição. Nova York : Longman Scientific & Technical., 1987.
- OLIVEIRA, Richard S. ARAÚJO, Daniel de L. CORREA, Márcio R. Silva; e RAMALHO, Márcio. A Avaliação da perda de resistência de vigas de concreto armado pelo efeito da corrosão das armaduras. *Anais do V Congreso de Patologia de las Construcciones e VII Congreso de Control de Calidad*. Montevideo, Uruguay : Asyconpat, 1999.
- PAMPLONA, Hilda de Castro. A importância do uso de concreto de alto desempenho nas obras civis da via costeira do Estado do Ceará. *Anais da 42ª REIBRAC*. Fortaleza, Ceará : Instituto Brasileiro do Concreto, 2000.
- PETRUCCI, Eládio G. *Concreto de Cimento Portland*. 1ª edição. Porto Alegre : Editora Globo Ltda., 1971.
- PRUDENCIO, Walmor José. Durabilidade das estruturas de concreto protendido. *Anais da 34ª REIBRAC*. Curitiba, Paraná : Instituto Brasileiro do Concreto, 1992.

RAMANATHAN, Lalgudi J. *Corrosão e seu Controle*. 1ª edição. São Paulo : Hemus Editora Limitada. 1986.

REVISTA RECUPERAR. Rio de Janeiro : Thomastec Editora de Tecnologia Aplicada Ltda. ,janeiro 1999/outubro 2000.

RIPPER, Thomaz & Souza, Vicente Custódio Moreira de. *Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto*. 1ª edição. São Paulo : Editora Pini Ltda., 1998.

SANTOS, Lauro Modesto dos. *Cálculo de Concreto Armado*. 1ª edição. São Paulo : Editora Edgard Blücher Ltda., 1978.

SHAFER JR, Thomas F. Aço Galvanizado Para Estruturas de Concreto Armado. *Anais do II Simpósio Sul-Americano de Corrosão Metálica*. Rio de Janeiro : Associação Brasileira de Corrosão e Instituto Brasileiro de Petróleo, 1971.

SILVA, Paulo Fernando A. *Durabilidade das Estruturas de Concreto Aparente em Atmosfera Urbana*. 1ª edição. São Paulo : Editora Pini Ltda., 1995.

SÜSSEKIND, José Carlos. *Curso de Concreto Armado*. 1ª edição. Porto Alegre : Editora Globo Ltda., 1980.

TINOCO, Hênio Fernandes da Fonseca; SILVA, Valdério Queiroz; ALMEIDA, Maria das Vitórias Vieira; FIGUEIREDO, Enio José Pazini. Recuperação e reforço estrutura de cortina atirantada afetada por corrosão das armaduras, localizada em ambiente marinho. *Anais da 42ª REIBRAC*. Fortaleza, Ceará : Instituto Brasileiro do Concreto, 2000.

TORRENT, R. J. Limitaciones dei critério reglamentário clásico para la durabilidade de las estructuras. Possibilidades de mejora. Seminário Técnico de Concreto de Alto Desempenho e Durabilidade do Concreto. Rio de Janeiro

---

**: CB – 18. Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados de Cimento, Concreto e Agregados, outubro 1992.**