



**UNIVERSIDADE DE PERNAMBUCO**  
**ESCOLA POLITÉCNICA DE PERNAMBUCO**  
**Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil**

**JOSÉ EDIVAL MORAES FILHO**

**AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO AO MEIO  
AMBIENTE EM ESTRUTURA DE CONCRETO DO PORTO DO  
RECIFE: ESTUDO DE CASO.**

Recife, PE  
2013



**UNIVERSIDADE DE PERNAMBUCO**  
**ESCOLA POLITÉCNICA DE PERNAMBUCO**  
**Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil**

**JOSÉ EDIVAL MORAES FILHO**

**AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO AO MEIO  
AMBIENTE EM ESTRUTURA DE CONCRETO DO PORTO DO  
RECIFE: ESTUDO DE CASO.**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Escola Politécnica de Pernambuco da Universidade de Pernambuco para obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Área de Concentração: Construção Civil

Orientadora: Profa. Dra. Eliana Cristina Barreto Monteiro.

Recife, PE  
2013

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)  
Universidade de Pernambuco – Recife

M827a Moraes Filho, José Edival  
Avaliação da resistência do concreto ao meio ambiente em estrutura de concreto do Porto do Recife: estudo de caso/ José Edival Moraes Filho – Recife: UPE, Escola Politécnica, 2013.

133 f.

Orientadora: Dra. Eliana Cristina Barreto Monteiro  
Dissertação (Mestrado – Construção Civil) Universidade de Pernambuco, Escola Politécnica, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2013.

1. Teor de Cloretos 2. Agressividade Marinha 3. Durabilidade 4. Concreto 5. Construção Civil. I. Engenharia Civil - Dissertação II. Monteiro, Eliana Cristina Barreto (orient.) III. Universidade de Pernambuco, Escola Politécnica, Mestrado em Construção Civil. IV. Título.

CDU 690

**JOSÉ EDIVAL MORAES FILHO**

**AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO AO MEIO  
AMBIENTE EM ESTRUTURA DE CONCRETO DO PORTO DO  
RECIFE: ESTUDO DE CASO**

**BANCA EXAMINADORA:**

**Orientadora:**

---

Prof. Dra. Eliana Cristina Barreto Monteiro  
Universidade de Pernambuco

**Examinadores:**

---

Prof. Dr. Arnaldo Cardim de Carvalho Filho  
Examinador interno  
Universidade de Pernambuco

---

Prof. Dr. Paulo Roberto do Lago Helene  
Examinador externo  
Universidade de São Paulo

Recife, PE  
2013

## DEDICATÓRIA

A meu pai Edival (IN MEMORIAN) que um dia foi aprovado no Mestrado em Economia, mas foi impedido de concluir o curso e ao povo sertanejo que enfrenta sozinho as agruras da seca.

## AGRADECIMENTOS

Aos meus pais Lucia e Edival (*in memoriam*) pelos ensinamentos, carinho, compreensão e amor que levo comigo sempre. A minha irmã Juliana e minha avó Edite pelo incentivo e colaboração.

A minha esposa, Alice por todo incentivo, ajuda e apoio ao longo desta caminhada, presença indispensável como companheira e engenheira.

A professora Eliana Monteiro pela oportunidade dada, por acreditar no experimento, por elucidar as dúvidas e por orientar a construção deste trabalho.

A João Ribeiro de Carvalho, Antônio Carlos de Albuquerque e Raquel Brederode pela ajuda fundamental no planejamento e execução dos ensaios.

À Administração Porto do Recife pela disponibilização da edificação e ajuda durante a pesquisa, em especial ao Eng. Evandro Freire.

A toda equipe de Professores e Funcionários do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade de Pernambuco por todo apoio e ensinamentos.

Aos colegas de mestrado que ajudaram e apoiaram desde a primeira hora: Victor Correia, Kalline Almeida, Estefânio Pontes, Maurício José Viana, Felipe Torres e Felipe Proença.

Aos colegas de trabalho que apoiaram e incentivaram esta iniciativa: Pedro Barros, Luiz Fernando, Marcelo Moraes, Joaquim Magalhães, Clarissa Guimarães e Audesito Fernandes.

A Associação Nacional dos Analista e Especialista em Infraestrutura pelo apoio dado a carreira de Analista de Infraestrutura e pela luta em prol do fortalecimento da engenharia nacional.

MORAES FILHO, José Edival. **Avaliação da resistência do concreto ao meio ambiente em estrutura de concreto do Porto do Recife: estudo de caso.** Recife: UPE, 2013. 133 p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. Recife.

## RESUMO

A durabilidade do concreto é um tema em evidência na construção civil, este conceito está relacionado diretamente a exposição da estrutura aos agentes agressivos do meio ambiente. O ambiente marinho é fortemente agressivo ao concreto, principalmente pelo ataque dos íons cloreto, que agridem a camada passivante responsável pela proteção das armaduras. O ambiente urbano mostra-se igualmente agressivo, o ingresso do dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) concorre para a formação do carbonato de cálcio, diminuindo o pH do concreto e despассивando as armaduras. Os dois tipos de ambiente abrem caminho para despассивação das armaduras do concreto, e conseqüentemente para o processo de corrosão das armaduras, responsável por diminuir a durabilidade das obras e consumir boa parte dos recursos empregados na recuperação de estruturas. O presente trabalho pretendeu analisar e identificar as principais manifestações patológicas dos pilares do Armazém 6 construído em 1984 e localizado no Porto do Recife. Para realização deste diagnóstico foram realizados inspeção preliminar, ensaios de campo: avaliação da dureza superficial, profundidade de carbonatação e aspersão de solução de nitrato de prata; e de laboratório: teor de cloretos em relação à massa do concreto. Para tanto a edificação foi subdividida em fachadas, com vistas a identificar se as diferentes condições de exposição eram relevantes no que concerne a durabilidade. Os resultados apontam para diferenças consideráveis de estado de conservação entre as fachadas e ainda, indicam que a existência de qualquer anteparo que proteja a estrutura é relevante no aumento da sua vida útil. O estudo propõe tal qual existe em normas internacionais, que as normas brasileiras definam critérios específicos de durabilidade para estruturas envoltas em zonas de atmosfera marinha.

**Palavras-chave:** Teor de Cloreto. Agressividade Marinha. Durabilidade. Concreto.

MORAES FILHO, José Edival. **Evaluation of the resistance of concrete to the environment in concrete structure of the Port of Recife: case study.** Recife: UPE, 2013. 133 p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. Recife.

## **ABSTRACT**

The concrete durability is in evidence in civil construction. This because is direct related to structural exposure of environment agents. The saline environment was strongly aggressive to concrete specially by ingress of chloride ions that causes the corrosion of steel reinforcements. Urban environment was equally aggressive, the ingress of carbon dioxide leads to calcium carbonate hot reduces the concrete pH and iniciate the corrosion process of reinforcement. These two types of environment allows the reinforcement de depassivation and consequently to reinforcement corrosion process responsible for resource to recover it. The present work analyzed and identificoted the main patologicol damage on the columns of the warehouse 6 buited in 1984 and located in Recife's harbor. For diagnostication of these structure it was executed some field test: surface hardness, carbonation depth and spraying silver nitrate, and laboratory test chloride ion relative to the concrete mass. The structure was divided in four facades to indentificate thet if there are any shield that protects it, there will be an increasing useful life time of structure. These study propouse similar to international standards, that brazilian standards defines specifics criteria for durability in structures that is in saline environment.

**Keywords:** Chloride ions, Durability, Concrete, saline environments.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Relação entre desempenho e durabilidade (CEB, 1992).....	9
Figura 2.2	Vida útil das estruturas (HELENE, 1993).....	10
Figura 2.3	Mecanismo de absorção de água pelos poros (GOUVEIA, 2010).....	14
Figura 2.4	Fissura associada ao esforço de flexão (MIRANDA, 2006).....	16
Figura 2.5	Ambiente marinho dividido em diferentes zonas (LIMA; MORELLI, 2004).....	24
Figura 2.6	Formas de ocorrência dos íons cloreto no concreto (ROMANO, 2009).....	29
Figura 2.7	Perfil de cloreto clássico (SILVA, 2010).....	30
Figura 2.8	Perfil de cloreto formando um pico (SILVA, 2011).....	30
Figura 2.9	Relaciona os principais constituintes do cimento portland (GOUVEIA, 2010).....	33
Figura 2.10	Representação gráfica das condições necessárias para o desenvolvimento do processo de corrosão (TORRES, 2011)....	36
Figura 2.11	Representação do processo de corrosão das armaduras (GOUVEIA, 2010).....	38
Figura 2.12	Croqui dos corpos de prova (BALTAZAR, 2007).....	39
Figura 2.13	Esquema de Funcionamento Mecânico de um Esclerômetro (EVANGELISTA, 2002).....	46
Figura 2.14	Retângulos com 9 e 16 áreas de impacto (ABNT NBR 7584, 2012).....	47
Figura 2.15	Execução do ensaio de esclerometria (EVANGELISTA, 2002).....	49
Figura 2.16	Relação entre resistência à compressão de cilindros de concreto feitos com diversos agregados Ensaio feitos nas partes laterais do cilindro com esclerômetro na posição horizontal (NEVILLE, 1997).....	51

Figura 2.17	Peça submetida ao ensaio de profundidade de carbonatação (GOUVEIA, 2010).....	53
Figura 2.18	Esquema de ensaio de aspersão de nitrato de prata realizado em corpos de prova de concreto (MOTA, 2011).....	56
Figura 2.19	Variação do teor crítico de cloretos em função da qualidade do concreto e da umidade relativa do ar (ROMANO, 2009).....	58
Figura 3.1	Série histórica – 1960 a 1990 - da Umidade Relativa em Recife (INMET, 2011).....	60
Figura 3.2	Série histórica – 1960 a 1990 – Temperatura Média (INMET, 2011).....	60
Figura 3.3	Série histórica – 1960 a 1990 – da Precipitação em Recife (INMET, 2011).....	61
Figura 3.4	Movimento de cargas no Porto do Recife em 2011.....	64
Figura 4.1	Percentual a ocorrência das manifestações patológicas em todos os pilares da estrutura.....	93
Figura 4.2	Percentual de ocorrência de manifestações patológicas por fachada.....	94
Figura 4.3	Resultado médio do ensaio de esclerometria por fachada.....	98
Figura 4.4	Comparativo entre a ABNT NBR-6118 (2007) e a espessura de cobrimento dos pilares.....	106
Figura 4.5	Relação entre o Teor de Cloreto e a localização do pilar.....	113

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1	Recursos empregados em manutenção e reparo de construções em relação aos gastos com construções novas (MEDEIROS; HELENE, 2008).....	2
Tabela 1.2	Classes de agressividade ambiental (ABNT NBR 6118, 2007).....	4
Tabela 1.3	Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e qualidade do concreto (ABNT NBR 6118, 2007).....	4
Tabela 2.1	Classificação do ambiente em relação ao risco de deterioração da estrutura (ABNT NBR 6118, 2007).....	21
Tabela 2.2	Relação entre a classe de agressividade e o cobrimento nominal do elemento estrutural (ABNT NBR 6118, 2007).....	21
Tabela 2.3	Principais íons presentes no Oceano Atlântico (DIN 4030, 1991 apud PONTES, 2006).....	22
Tabela 2.4	Composição da água do Atlântico Norte e Sul (MIRANDA, 2006)...	22
Tabela 2.5	Composição iônica do mar de Boa Viagem (PONTES, 2006).....	23
Tabela 2.6	IE ante a qualidade da cobertura do Concreto (EVANGELISTA, 2002).....	48
Tabela 2.7	Relação entre a tensão de ruptura a compressão do concreto em função do índice esclerométrico (EVANGELISTA, 2002).....	49
Tabela 2.8	Relação entre o pH e a situação do concreto (CASTRO, 2009).....	54
Tabela 2.9	Designação dos cloretos em relação à superfície do concreto (FRANÇA, 2011).....	56
Tabela 2.10	Teor limite de cloretos para diversas normas (GENTIL, 2007).....	57
Tabela 3.1	Classes de Agressividade Ambiental (NBR 6118, 2007).....	71
Tabela 3.2	Correspondência entre classe de agressividade e relação água cimento e classe do concreto (NBR 6118, 2007).....	72
Tabela 3.3	Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal (NBR 6118, 2007).....	72
Tabela 3.4	IE ante a qualidade da cobertura do Concreto (EVANGELISTA, 2002).....	74

Tabela 3.5	Teor crítico de cloretos recomendado no concreto (GENTIL, 2007)	77
Tabela 4.1	Resultados do Ensaio de avaliação da dureza superficial do concreto	98
Tabela 4.2	Relação coloração da superfície e a coloração do concreto (CASTRO, 2009).....	101
Tabela 4.3	Resultados dos ensaios de profundidade de carbonatação e aspensão de solução de nitrato de prata.....	104
Tabela 4.4	Resultados das medições de espessura de cobrimento.....	106
Tabela 4.5	Resultados do teor de cloreto em relação à massa de cimento.....	109
Tabela 4.6	Resultados do teor de cloreto em relação à massa de cimento para a segunda fase.....	111
Tabela 4.7	Resultados do teor de cloreto em relação à massa de cimento, considerando as duas fases do ensaio, em amarelo os valores que não atendem as normas européias e americana.....	114
Tabela 4.8	Comparação entre os resultados dos ensaios realizados nos Pilares P43 e P40.....	119
Tabela 4.9	Resultados dos ensaios por fachada.....	120

## LISTA DE FOTOS

Foto 2.1	Ataque característico devido a corrosão de armadura em zona de variação de marés – (a) vista inferior da plataforma e (b) detalhe da lateral do pilar (LIMA; MORELLI, 2004).....	25
Foto 2.2	Esclerômetro de reflexão.....	43
Foto 3.1	Vista do Porto do Recife, em primeiro plano o Armazém 6.....	62
Foto 3.2	Maquete do terminal de passageiros na área operacional do Porto do Recife.....	63
Foto 3.3	Vista aérea e localização do Armazém 6 do Porto do Recife...	65
Foto 3.4	Representação das quatro fachadas do Armazém 6.....	66
Foto 3.5	Localização do Armazém 6 e da Linha de Preamar Média.....	66
Foto 3.6	Fachada Leste do Armazém 6.....	67
Foto 3.7	Vista da Fachada Norte.....	68
Foto 3.8	Fachada Sul, dois cavaletes isolam a área com risco de queda de material.....	69
Foto 3.9	Fachada Oeste, marquise em alumínio e o tráfego de caminhões.....	70
Foto 3.10	Desenho da malha no pilar a ser ensaiado.....	74
Foto 3.11	Concreto após receber a aplicação da solução de fenolftaleína	75
Foto 3.12	Concreto após aplicação de solução de nitrato de prata.....	76
Foto 3.13	Identificação da amostra de concreto dos pilares para encaminhamento ao laboratório.....	77
Foto 4.1	(a) Marquise de alumínio que circunda a Fachada Oeste do Armazém 6 e (b) detalhe de veículos estacionados sob a marquise.....	80
Foto 4.2	Localização da Fachada Oeste.....	80
Foto 4.3	(a) Pilar apresentando fissura de corrosão na região superior e (b) detalhe da fissura de corrosão paralela a armadura longitudinal na parte inferior.....	81
Foto 4.4	(a) Saída do tubo de queda de água pluvial rente ao pilar e (b)	

	Pilar apresentando armadura exposta e fissuras de corrosão.....	82
Foto 4.5	Panorama da Fachada Norte.....	83
Foto 4.6	(a) Subestação de energia elétrica e (b) banheiros ambos próximos a Fachada Norte.....	83
Foto 4.7	Situação da Fachada Norte.....	84
Foto 4.8	(a) Vista geral do Pilar P39 e (b) detalhe da corrosão das armaduras nas faces do Pilar P39.....	84
Foto 4.9	(a) Pilar P40 apresentando fissura de corrosão de armadura e (b) Pilar P40, em primeiro plano, protegido pelo prédio da subestação elétrica, com pouca presença de bolor e ao fundo, Pilar P41, fora da área de proteção das construções, com acentuada presença de bolor.....	85
Foto 4.10	(a) Presença de bolor na parte superior e ausência na parte inferior do Pilar P41 (b) detalhe da marquise apresentando armadura exposta e viga de bordo com fissuras de corrosão de armadura.....	86
Foto 4.11	(a) P22 com armaduras expostas e manchas de bolor e (b) Fachada Sul com partes em coloração preta diferente da original, laranja e bege.....	87
Foto 4.12	Situação da Fachada Sul.....	87
Foto 4.13	(a) Deslocamento da camada de recobrimento em relação à armadura e (b) detalhe da medida de deslocamento da camada de cobrimento da armadura.....	88
Foto 4.14	(a) P23 com estribos rompidos e (b) Viga de bordo, junto ao P21, acometida pela corrosão	88
Foto 4.15	(a) P21 exibindo corrosão na parte superior e (b) P19 apresentou armadura exposta na parte inferior.....	89
Foto 4.16	Vista da Fachada Leste do Armazém 6 do Porto do Recife.....	90
Foto 4.17	Situação da Fachada Leste.....	90
Foto 4.18	(a) P30 apresentando estribos rompidos e (b) Viga de bordo acima do P27 exibindo armadura exposta.....	91
Foto 4.19	(a) Fissuras de corrosão na viga de bordo e (b) no pilar.....	91
Foto 4.20	Delimitação das zonas anódicas e catódicas no pilar do Armazém 6.....	92

Foto 4.21	(a) Força expansiva da corrosão e (b) detalhe do destacamento da camada de revestimento.....	92
Foto 4.22	(a) Pilar apresentando extensa área de armadura exposta e (b) tubo de queda de águas pluviais próximo ao pilar.....	93
Foto 4.23	(a) Detalhe do descolamento da camada revestimento em relação à armadura no P19 e (b) região com armadura exposta no P20.....	96
Foto 4.24	Posicionamento dos pilares ensaiados com o esclerômetro.....	96
Foto 4.25	a) e (b) Área demarcada para realização do ensaio.....	97
Foto 4.26	Região descartada por conter fissuras superficiais.....	97
Foto 4.27	Procedimento de abertura dos furos no Pilar P04 de concreto..	100
Foto 4.28	(a) P24 com abertura efetuada para medição da profundidade de carbonatação e (b) detalhe da abertura.....	100
Foto 4.29	(a) P33 no momento em que é aspergido a solução alcoólica de fenolftaleína e (b) logo após reação, evidenciando que a superfície estava carbonatada.....	101
Foto 4.30	Presença de cloretos indicada pela coloração branca do concreto.....	102
Foto 4.31	(a) P40 com regiões não carbonatadas e (b) P43 com regiões não carbonatadas.....	102
Foto 4.32	Superfície não carbonatada em vermelho e parte superior submetida a solução de nitrato de prata, indicando presença de cloretos.....	103
Foto 4.33	Posicionamento dos pilares e resultados do ensaio.....	104
Foto 4.34	(a) Procedimento de retirada da amostra e (b) amostra prestes a ser encaminhada ao laboratório para beneficiamento.....	107
Foto 4.35	Amostras de concreto identificadas para o ensaio de teor de cloreto em relação à massa de concreto.....	108
Foto 4.36	Posicionamento dos pilares e resultado do ensaio de teor de cloreto em relação à massa do cimento.....	109
Foto 4.37	Posicionamento dos pilares e resultados da segunda fase do ensaio de teor de cloreto em relação à massa do cimento.....	112

Foto 4.38	Posicionamento dos Pilares P43 e P40 e da subestação elétrica e banheiros.....	118
-----------	--	-----



## LISTA DE SÍMBOLOS

AgCl	Cloreto de prata
AgNO <sub>3</sub>	Nitrato de prata
A/C	Relação água cimento
°C	Graus celsius
C <sub>3</sub> S	Silicato tricálcico
C <sub>2</sub> S	Silicato bicálcico
C <sub>3</sub> A	Aluminato tricálcico
C <sub>4</sub> AF	Aluminoferrato tetracálcico
CA	Concreto armado
Ca <sup>2+</sup>	Íon cálcio
CaCl <sub>2</sub>	Cloreto de cálcio
Ca(OH) <sub>2</sub>	Hidróxido de cálcio
CaCO <sub>3</sub>	Carbonato de cálcio
Cl <sup>-</sup>	Íon cloreto
CO <sub>2</sub>	Dióxido de carbono
CP	Concreto protendido
Cs	Teor de cloreto na superfície do concreto
Fe <sup>2+</sup>	Íon ferro
H <sub>2</sub> O	Monóxido de hidrogênio
IE	Índice esclerométrico
k	Constante dependente da concentração dos íons no meio externo
K <sup>+</sup>	Íon potássio
Mg <sup>2+</sup>	Íon magnésio
Na <sup>+</sup>	Íon sódio
OH <sup>-</sup>	Íon hidroxila
PIB	Produto interno bruto
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	Íon sulfato
x	Profundidade da frente de ataque de cloretos
t	Tempo
UR	Umidade Relativa

$\delta$

Deformação da mola

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Importância do Tema.....	1
1.2. Objetivo Geral.....	6
1.3. Objetivos Específicos.....	6
1.4. Estrutura do Trabalho.....	6
2. DURABILIDADE DO CONCRETO.....	8
2.1. Conceitos de Desempenho, Durabilidade e Vida Útil do Concreto.....	8
2.2. Mecanismo de Transporte de Fluidos no Concreto.....	11
2.2.1. <i>Permeabilidade e Porosidade</i> .....	12
2.3. Fissuração.....	15
2.4. Agressividade do Meio Ambiente.....	17
2.5. Agressividade do Meio Ambiente Marinho.....	22
2.5.1. <i>Ataque por Cloretos</i> .....	25
2.6. Agressividade do Meio Ambiente Urbano.....	32
2.6.1. <i>Carbonatação</i> .....	32
2.7. Processo de Corrosão das Armaduras .....	36
2.8. Pesquisas realizadas em ambiente marinho .....	38
2.8.1. <i>Projeto DURACON</i> .....	38
2.8.2. <i>Pesquisas envolvendo determinação de teor de cloretos e profundidade de carbonatação</i> .....	40
2.9. Ensaio destrutivos e não destrutivos.....	43
2.9.1. <i>Ensaio concreto endurecido - avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão</i> .....	43
2.9.1.1. <i>Descrição do funcionamento mecânico</i> .....	45
2.9.1.2. <i>Execução do ensaio</i> .....	46
2.9.1.3. <i>Tratamento dos resultados</i> .....	48
2.9.1.4. <i>Aspectos que influenciam o resultado do ensaio</i> .....	50
2.9.2. Profundidade de carbonatação.....	52
2.9.3. Aspersão de solução de nitrato de prata.....	55
2.9.4. Teor de cloretos no concreto.....	56

3. ESTUDO DE CASO.....	59
3.1. Planejamento do experimento.....	59
3.2. Variáveis de interesse.....	59
3.2.1. <i>Características geográficas e climáticas do Recife</i> .....	59
3.2.2. <i>Porto do Recife</i> .....	61
3.2.3. <i>Localização e características da estrutura</i> .....	65
3.2.3.1. <i>Fachada Leste</i> .....	67
3.2.3.2. <i>Fachada Norte</i> .....	68
3.2.3.3. <i>Fachada Sul</i> .....	68
3.2.3.4. <i>Fachada Norte</i> .....	69
3.3. Parâmetros normativos vigentes.....	70
3.3.1. <i>Classe de agressividade ambiental do Porto do Recife</i> .....	70
3.3.2. <i>Resistência à compressão do concreto</i> .....	71
3.3.3. <i>Espessura de cobertura</i> .....	72
3.4. Realização da Inspeção preliminar e dos ensaios.....	72
3.4.1. <i>Inspeção preliminar</i> .....	73
3.4.2. <i>Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão</i> .....	73
3.4.3. <i>Profundidade de carbonatação</i> .....	75
3.4.4. <i>Aspersão de solução de nitrato de prata</i> .....	76
3.4.5. <i>Teor de cloretos</i> .....	76
4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	79
4.1. Inspeção preliminar.....	79
4.1.1. <i>Fachada Oeste</i> .....	79
4.1.2. <i>Fachada Norte</i> .....	82
4.1.3. <i>Fachada Sul</i> .....	86
4.1.4. <i>Fachada Leste</i> .....	89
4.1.5. <i>Quantificação dos resultados</i> .....	93
4.2. Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão.....	95
4.3. Profundidade de carbonatação e aspersão de solução de nitrato de prata.....	99
4.4. Espessura de cobertura.....	105
4.5. Teor de cloretos no concreto.....	107
4.6. Análise dos resultados.....	115
4.6.1. <i>Análise dos resultados obtidos no Pilar P10</i> .....	121

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	123
5.1. Conclusões.....	123
5.2. Sugestões de trabalhos futuros.....	126
REFERÊNCIAS.....	128

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Importância do Tema

Historicamente, a indústria da construção civil sempre teve papel significativo na geração de novos empregos e na construção da infraestrutura nacional. Esta atividade vem ganhando ainda mais destaque ao longo dos anos e atualmente representa fatia importante do produto interno bruto brasileiro. Contudo, o crescimento é totalmente dependente da volatilidade do cenário econômico, variações no campo financeiro impactam diretamente no setor que acaba por não implementar um plano de crescimento programado a longo prazo.

O desenvolvimento da construção civil passa principalmente por investimentos públicos, quer seja através de aplicação de recursos na construção de grandes obras de infraestrutura ou através da disponibilização de recursos para linhas de financiamento ao setor de habitação, a compra de equipamentos e materiais.

A indústria da construção civil ainda sofre com entraves ao seu desenvolvimento, tais como: baixa qualificação dos profissionais, carência de engenheiros, baixo controle de qualidade das obras, superfaturamento de obras públicas.

Há vários problemas decorrentes da indústria da construção no Brasil que precisam ser mitigados: especulação imobiliária, mobilidade urbana, extinção de áreas verdes, falta de saneamento básico, falta de manutenção das obras públicas, baixa durabilidade das construções etc.

Nas grandes cidades é cada vez mais imperativo investir em manutenção das edificações, de modo a evitar gastos excessivos com reconstruções. A manutenção das edificações ainda é tratada com descaso tanto pelo poder público como pela sociedade civil, faltam programas de manutenção preventiva, e conseqüentemente incentivos financeiros e linhas de crédito específicas, que combatam a diminuição da vida útil das construções.

Os gastos de manutenção e recuperação de construções apresentaram, nos últimos anos, uma tendência de alta, principalmente em países europeus, verificada pelo aumento percentual

gradativo quando relacionados com os gastos totais em construção.

Em alguns países os recursos financeiros empregados em manutenção e recuperação ultrapassam aos gastos com novas construções, como revelado na Tabela 1.1 abaixo.

Tabela 1.1 – Recursos empregados em manutenção e reparo de construções em relação aos gastos com construções novas (MEDEIROS; HELENE, 2008).

<b>País</b>	<b>Gatos com construções novas</b>	<b>Gastos com manutenção e reparo</b>	<b>Gastos totais com construção</b>
França	85,6 bilhões de euros (52%)	79,6 bilhões de euros (48%)	165,2 bilhões de euros (100%)
Alemanha	99,7 bilhões de euros (50%)	99,0 bilhões de euros (50%)	198,7 bilhões de euros (100%)
Itália	58,6 bilhões de euros (43%)	76,8 bilhões de euros (57%)	135,4 bilhões de euro (100%)
Reino Unido	60,7 bilhões libras (50%)	61,2 bilhões de libras (50%)	121,9 bilhões de euros (100%)

A deterioração precoce das edificações está intimamente ligada aos agentes ambientais agressivos. Anteriormente, compreendia-se que o conceito de durabilidade das estruturas dependia exclusivamente das propriedades mecânicas do concreto, não havendo qualquer preocupação adicional com as condições ambientais, as quais a obra estaria exposta (TORRES, 2011).

Estudos realizados, nos últimos trinta anos, revelaram que a durabilidade das estruturas está ligada intimamente ao meio ambiente (BALTAZAR et al, 2007). Um dos principais aspectos a ser considerado nas inspeções e avaliações de estruturas é a exposição ao meio ambiente, uma vez que a exposição a alguns agentes físicos e químicos, em muitos casos eram negligenciados na fase de dimensionamento estrutural (ODRIOZOLA, 2007).

A carga ambiental localizada pode criar microclimas, estabelecendo comportamento distinto de desempenho para uma mesma estrutura de concreto armado submetida a agentes ambientais diferentes. Sem levar em conta o efeito da carga ambiental regional sobre a estrutura de concreto, a análise da vida útil certamente ficaria prejudicada (MORENO et al, 2009).

A umidade relativa, a periodicidade das chuvas, a orientação dos ventos, a temperatura e as substâncias que estão presentes nesse meio, destacam-se quanto a sua importância na interação com o concreto armado. Várias são as pesquisas que buscam investigar os efeitos do meio ambiente sobre o concreto, contudo ainda faltam parâmetros seguros que sinalizem para uma produção de concretos duráveis (NEPOMUCENO, 2005).

O concreto quando úmido mostra-se susceptível ao ingresso de agentes agressivos, pois tem tendência a absorver muita água e, sendo o processo de secagem muito lento, cria-se um microambiente agressivo. Quando as águas provenientes de chuvas, ou de outro meio, permanecem confinadas no elemento estrutural, e estas estão contaminadas por agentes agressivos, como íons cloreto, sulfato, etc., tendem com o tempo, a levar à despassivação da armadura e à deterioração precoce do concreto (GOUVEIA, 2010).

A ação das variáveis ambientais sobre a estrutura de concreto armado provocam mudanças em suas propriedades, tornando o concreto susceptível a diversas manifestações patológicas. As manifestações patológicas em estruturas de concreto podem ser fissuras, desagregação, flechas excessivas, infiltrações, corrosão de armaduras, recalque, armadura exposta, manchas superficiais, dentre outras. Os mecanismos de degradação das estruturas são divididos em dois grupos: os que causam a deterioração do concreto, como as reações álcali-agregados ou o ataque por sulfatos; e os que afetam as armaduras, como a corrosão (FIGUEIREDO; NEPOMUCENO, 2007).

Internacionalmente o projeto DURACON, durabilidade do concreto, que é financiado pelo Programa Íbero-americano de Ciência e Tecnologia para o Desenvolvimento e está voltado para várias instituições da América Latina, Portugal e Espanha é um exemplo da preocupação com o efeito da agressividade ambiental sobre o concreto. O seu objetivo principal é analisar a durabilidade de concretos expostos as condições ambientais e climáticas reinantes na América Latina, Espanha e Portugal, com ênfase em ambientes marinhos e urbanos. São mensurados parâmetros eletroquímicos como resistência a polarização, resistividade elétrica do concreto e potenciais de corrosão, bem como parâmetros climáticos como temperatura, precipitação, umidade relativa, concentração de dióxido de carbono, tempo de exposição à umidade, tempo de insolação, etc.

A primeira norma brasileira a explicitar parâmetros para a durabilidade das construções foi a



ABNT NBR 6118 (2003). A ABNT NBR 6118 (2003) trouxe consigo a preocupação com diretrizes voltadas a produção de concreto durável, estabeleceu o conceito de classes de agressividade ambiental, bem como a correlação desta com o risco de deterioração da estrutura. São quatro classes de agressividade: fraca, moderada, forte e muito forte, correspondendo a cada uma delas o respectivo risco de deterioração estrutural: insignificante, pequeno, grande e elevado. As estruturas devem ser projetadas de acordo com classe de agressividade a qual estão expostas. A Tabela 1.2 elenca as classes de agressividade ambiental.

Tabela 1.2 – Classes de agressividade ambiental (ABNT NBR 6118, 2007).

Classe de Agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha Industrial	Grande
IV	Muito Forte	Industrial Respingos de maré	Elevado

A classe de agressividade limita a relação água/cimento a ser utilizada na fabricação do concreto, bem como especifica o cobrimento nominal para cada elemento: pilar, laje e viga (ABNT NBR 6118, 2007). A Tabela 1.3 apresenta a correspondência entre a classe de agressividade ambiental, a relação água/cimento e classe do concreto.

Tabela 1.3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e qualidade do concreto (ABNT NBR 6118, 2007).

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

Na fase de projeto, a escolha da solução e dos parâmetros estruturais, tais como: cobrimento e resistência característica do concreto, devem passar por uma criteriosa análise dos parâmetros ambientais que interagem com a edificação ao longo de toda sua vida útil. Não se pode

desconsiderar a influência do meio ambiente sobre a estrutura, isto evidencia que soluções viáveis para um determinado local podem se tornar inviáveis para outro, sob pena de aumentar os custos, principalmente os de manutenção e recuperação.

O Brasil na condição de país com dimensões continentais apresenta variáveis ambientais bastante complexas, está situado entre os trópicos de Câncer e Capricórnio, possuindo desta forma predominância de climas tropical e equatorial. Estas condições estabelecem uma temperatura média anual bastante elevada, além de condições climáticas completamente distintas ao que ocorre na Europa e nos Estados Unidos.

O litoral brasileiro tem uma extensão de 7.408 km, se considerada as reentrâncias esse número equivale a 9.198 km, é banhado pelo Oceano Atlântico cuja salinidade das águas é de 37 por mil (g/kg), enquanto que a média dos oceanos é de 35 por mil (g/kg). As temperaturas elevadas, os ventos constantes e a intensa evaporação fazem com que esses índices aumentem ainda mais nas regiões de salinas.

O ambiente marinho mostra-se agressivo ao concreto, principalmente em obras de concreto armado situadas nas proximidades do mar, na qual domina a atmosfera salina, ou em regiões úmidas com atmosfera contaminada, esta conjunção de fatores, muito frequentemente leva ao aparecimento dos sintomas da corrosão de armaduras. A corrosão eletroquímica figura como a principal causa de corrosão das armaduras do concreto armado e protendido. Fazem parte da constituição do concreto o hidróxido de cálcio, sulfatos e álcalis que garantem ao material pH acima de 12, nas primeiras idades, nestas condições o aço encontra-se na forma passiva, imune a corrosão (FERNÁNDEZ, 2008).

É necessário realizar estudos que levem em consideração o impacto do meio ambiente brasileiro sobre as edificações, observando as peculiaridades do clima, além de buscar entender quais os fatores relevantes na degradação da estrutura.

Edificações em zona portuárias estão sujeitas a agressividade do meio ambiente, em condições ainda mais severas, considerando-se a proximidade com o mar. Salienta-se que este tipo de edificação é fundamental para a infraestrutura nacional, uma vez que agrega valor aos produtos transportados repercutindo positivamente na economia brasileira. O custo de um armazém de estocagem parado supera em poucos dias o custo de sua recuperação.

## **1.2. Objetivo Geral**

O presente trabalho analisou o concreto de uma edificação no Porto do Recife, envolta em ambiente marinho, urbano e industrial, foram realizadas inspeções, ensaios de campo e de laboratório no intuito de verificar a degradação do concreto armado do Armazém 6 do Porto do Recife. Convergindo no sentido de realizar o diagnóstico da estrutura, levando em consideração as distintas condições de exposição a agentes agressivos de cada uma das quatro fachadas do armazém.

## **1.3. Objetivos Específicos**

- Inspeção preliminar da estrutura com vistas a identificar os principais manifestações patológicas presentes;
- Inspeção detalhada no concreto da estrutura com a realização dos seguintes ensaios nos pilares: avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão, profundidade de carbonatação, aspersão de solução de nitrato de prata e teor de cloretos no concreto, este último realizado em laboratório;
- Inspeção detalhada nas armaduras da estrutura através das medidas de espessura de cobrimento do concreto das armaduras dos pilares da estrutura;

## **1.4. Estrutura do Trabalho**

O presente trabalho está subdividido em cinco capítulos: Introdução, Referencial Teórico, Estudo de Caso, Discussão dos Resultados e Considerações Finais.

O Referencial Teórico é o tema do Capítulo 2 que aborda inicialmente os conceitos de desempenho, durabilidade e vida útil do concreto; aborda o mecanismo de transporte dos fluidos no concreto, bem como a agressividade do meio ambiente, em especial o meio ambiente marinho. Finaliza com informações sobre, corrosão das armaduras, carbonatação, ataque por cloreto e descreve as inspeções preliminar e detalhada.

O Capítulo 3 trata do Estudo de Caso que expõe o planejamento do experimento, as variáveis de interesse e descreve a localização e as características da estrutura estudada abordando a realização dos ensaios.

A Discussão dos Resultados é feita no Capítulo 4, no qual serão descritos os principais resultados obtidos através dos ensaios realizados, consta também as comparações entre os ensaios realizados nos pilares da estrutura, e mais, a interpretação destes resultados.

O Capítulo 5 fecha o trabalho com as Considerações Finais, no intuito de discutir e formar opinião sobre os resultados alcançados, bem como apresentar sugestões de novos trabalhos na mesma linha de pesquisa.

## **2. DURABILIDADE DO CONCRETO**

### **2.1. Conceitos de Desempenho, Durabilidade e Vida Útil do Concreto**

A evolução tecnológica e o uso cotidiano como material de construção ditaram a certeza de que o concreto é instável ao longo do tempo, apresentando alterações nas suas propriedades físicas e químicas em função das características de seus componentes e também por meio da interação com os condicionantes do meio ambiente. Cada material de construção reage de forma diferente aos agentes agressivos a que é submetido, e a sua deterioração depende entre outras coisas da natureza do material e de seus componentes, além das condições de exposição aos agentes da deterioração (SOUZA; RIPPER, 2009).

O desempenho é definido como o comportamento em serviço de cada produto, ao longo da sua vida útil (SOUZA; RIPPER, 2009). Ressalta-se que o desempenho da estrutura deve obedecer aos requisitos para o qual foi projetado sob o ponto de vista de segurança, de funcionalidade e da estética.

Para Castro (2009) a palavra durabilidade está relacionada à capacidade do concreto de desempenhar satisfatoriamente as funções para qual foi projetado, considerando a exposição ao meio ambiente, por um período de vida previsto, sem a necessidade de elevados custos de manutenção e reparo. ACI (1992) acrescenta que a durabilidade do concreto está ligada a capacidade de resistir ao ataque químico, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração, mantendo a sua forma original, qualidade e funcionalidade quando exposto ao ambiente previsto.

A água tem papel fundamental na durabilidade do concreto. Metha e Monteiro (2008) indicam que a água é o principal meio de transporte para os agentes agressivos ingressarem no interior do concreto, e a partir daí originam-se os principais processos químicos de degradação. A água pode estar relacionada a processos de deterioração de origem físico-química e de origem física, no primeiro caso são exemplo as variações volumétricas e no segundo o desgaste superficial.

Souza e Ripper (2009) ensinam que a quantidade de água no concreto e sua relação com a

quantidade de ligante irá reger aspectos como densidade, compactidade, porosidade, permeabilidade, capilaridade e fissuração, além da resistência mecânica do concreto, logo estes todos são indicadores de qualidade do material, passo inicial para classificação de uma estrutura durável ou não.

A durabilidade das estruturas de concreto depende de vários aspectos, sendo os mais importantes a agressividade do meio ambiente a que a estrutura está exposta (temperatura, umidade e natureza, concentração e grau de renovação de agentes agressivos) e as características do material concreto: constituintes, composição, lançamento, adensamento e cura (MIRANDA, 2006). A Figura 2.1 relaciona o durabilidade à desempenho.

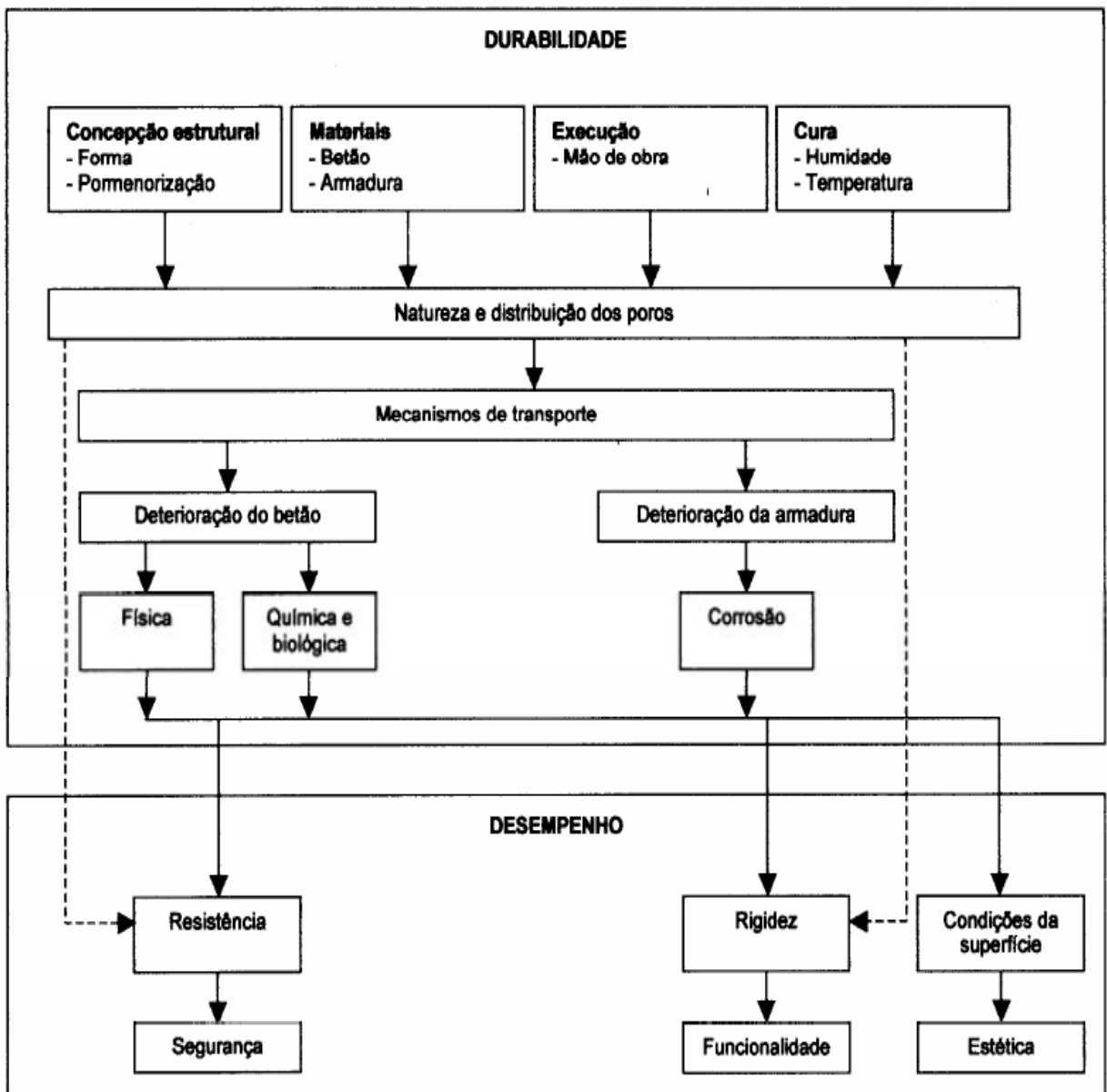


Figura 2.1 – Relação entre desempenho e durabilidade (CEB, 1992).

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2007) a vida útil da estrutura de concreto entende-se como período durante o qual as suas propriedades permanecem acima do limites especificados, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e construtor.

Segundo Helene (1993) existem quatro tipos de vida útil que uma estrutura pode apresentar, conforme ilustra a Figura 2.2:

Vida útil de projeto (a): neste estágio os agentes agressivos ainda estão penetrando na estrutura, sem causar danos efetivos;

Vida útil de serviço ou utilização (b): nesta fase, os efeitos dos agentes agressivos começam a se manifestar, como manchas devido à corrosão das armaduras ou fissuração do concreto por ataque químico;

Vida útil total (c): corresponde à ruptura e ao colapso parcial ou total da estrutura;

Vida útil residual (d): corresponde ao período de tempo no qual a estrutura será capaz de desenvolver suas funções após passar por uma vistoria e / ou intervenção.

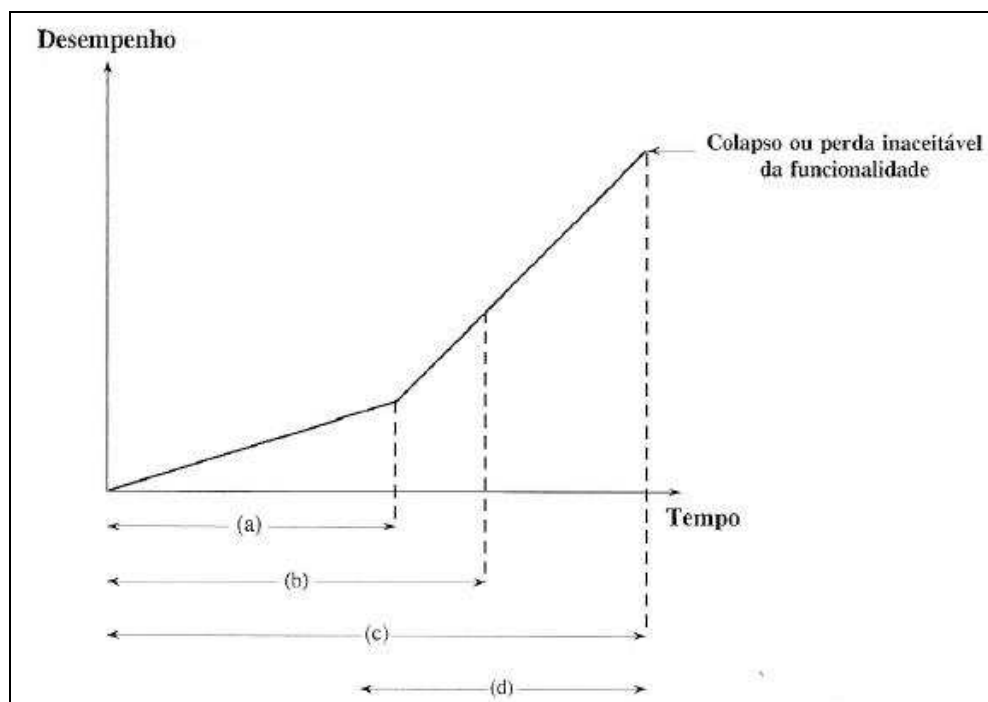


Figura 2.2 – Vida útil das estruturas (HELENE, 1993).

Recentemente, as exigências de projeto já não são voltadas apenas para atender as resistências mecânicas, mas também aos critérios de durabilidade e vida útil, conceitos que têm sido cada vez mais incorporados aos projetos, seja por aspectos econômicos, seja por exigência de normas e recomendações técnicas. Entender a interação entre as estruturas e o meio ambiente, do ponto de vista físico e químico, bem como modelar os fenômenos nela presentes, é de suma importância para subsidiar os projetistas a fim de que possam considerar em seus projetos aspectos de durabilidade.

Para uma estrutura situada em um determinado ambiente, a espessura e a qualidade do revestimento do concreto, expressas principalmente pela sua porosidade e pelo tipo de aglomerante utilizado, assumem importância para previsão da vida útil das estruturas de concreto armado.

## **2.2. Mecanismos de Transporte de Fluidos no Concreto**

A durabilidade das estruturas de concreto armado já foi considerada ilimitada, mas, com o uso crescente do concreto, esse entendimento mudou. Novos desafios são propostos a este material pela sociedade, e a resposta dada pela indústria da construção civil são obras cada vez mais esbeltas e de maior resistência aos esforços solicitantes (ANDRADE, T., 2005).

Novos materiais e novas técnicas são empregados para acelerar o tempo de construção e despendem menos recursos financeiros. Contudo, muitas estruturas começaram a apresentar degradações com pouco tempo de uso, comprometendo a sua vida útil e gerando prejuízos financeiros.

A degradação prematura das estruturas de concreto levou várias instituições de pesquisa e organismos internacionais da área de concreto, a aumentarem as investigações sobre a durabilidade deste material, buscando entender melhor o comportamento dessas estruturas em serviço.

A fase preliminar da degradação das estruturas de concreto armado se dá pela penetração de substâncias na forma de gases, vapores e líquidos através dos poros e fissuras (NEPOMUCENO, 2005).



A umidade relativa, orientação de chuvas e ventos, concentrações de substâncias nele presentes, temperatura, etc., além das características dos materiais constituintes do concreto e de seus poros, são fatores importantes na interação entre o meio ambiente e o concreto armado. A velocidade dessa interação é um elemento relevante na determinação do período de tempo em que a estrutura manterá suas características mínimas de segurança, funcionalidade e estética estabelecidos no projeto, ou seja, sua vida útil (NEPOMUCENO, 2005).

A determinação dos parâmetros que influem nos coeficientes de difusão tanto de íons cloreto, como de CO<sub>2</sub>, na troca de umidade do concreto e o meio ambiente com os componentes do concreto (cimentos, adições, aditivos, agregados, etc.), é importante para especificar os materiais, as espessuras e a porosidade dos concretos para uma determinada vida útil (NEPOMUCENO, 2005).

O coeficiente médio de dilatação do concreto é de  $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ , porém este coeficiente varia conforme a quantidade de cimento no traço do concreto. Ele também é influenciado pelo tipo e origem do agregado utilizado. Os compostos de sílicas dão valores elevados e os de pedra calcária, baixos. É sabido que o movimento térmico devido ao sol, nas estruturas expostas a ele, pode ser de até 10,16 mm, numa laje de 30 m<sup>2</sup>, gerando assim fissuras, que se revelam porta de entrada para ataque dos agentes agressivos (TORRES, 2011).

A degradação do concreto é muito influenciada pelos efeitos químicos da concentração de substâncias agressivas aliadas a condições ambientais, tais como umidade e temperatura, principalmente nas superfícies expostas. A estrutura e interligação entre os poros e a tipologia das fissuras são os principais aspectos a serem verificados e interferem na velocidade, na extensão e nos efeitos dos mecanismos de transporte (GOUVEIA, 2010).

Dentre os diversos parâmetros envolvidos nos processos de deterioração do concreto, a porosidade e a fissuração se destacam como principais agentes condicionantes da vulnerabilidade do concreto ao ataque por processos químicos e físicos (FERREIRA, 2009).

### **2.2.1. Permeabilidade e Porosidade**

Três aspectos são fundamentais e predominam em relação aos outros no que diz respeito à durabilidade das estruturas de concreto: a porosidade; relacionada também ao mecanismo de

transporte dos agentes através dos poros, as fissuras e a presença de água (SOUZA; RIPPER, 2009).

O concreto, por natureza, apresenta poros uma vez que há impossibilidade de preencher todo o seu volume com sólidos. Os vazios têm origem diversa: excesso de água na mistura, diminuição do volume absoluto que acompanha a hidratação dos constituintes do cimento, ar eventualmente arrastado durante o processo de mistura, fissuras de diversas origens, deficiência na dosagem, etc. Como esses vazios geralmente são interligados, o concreto é permeável a líquido e gases (BAUER, 1988).

No concreto, a parte mais sensível ao ataque é a pasta de cimento, cuja porosidade vai influir fundamentalmente na sua densidade. Numa pasta densa, o ataque é essencialmente limitado à superfície, prosseguindo lentamente com o tempo para o interior. Uma pasta porosa, ao contrário, favorece a penetração das soluções agressivas, que, agindo no interior da massa, tornam o ataque mais intensivo.

Percebe-se que um concreto cujos poros estejam interligados ou com fissuras que facilitem a entrada de elementos degradantes, acabam por desproteger significativamente a estrutura. O transporte de gases, líquidos e substâncias dissolvidas, dentro do corpo da estrutura de concreto é realizado através dos processos de difusão, sucção capilar e penetração por pressão hidráulica (FERREIRA, 2009).

A permeabilidade é a propriedade do concreto que permite a passagem de líquidos através dos seus vazios. A capacidade de absorção, por definição, é a propriedade que tem o concreto de reter água nos condutos capilares e nos poros. Enquanto a absorção é função do volume de poros e canais que têm ligação com a superfície exterior, a permeabilidade depende da estrutura dos poros como um todo, isto é, do tamanho, da distribuição e da continuidade dos poros (NEPOMUCENO, 2005).

Para Gouveia (2010) os fatores que interferem na porosidade do concreto agem também na sua permeabilidade e capacidade de absorção, e acabam por concorrer para um aumento de susceptibilidade do concreto ao ataque químico. Dentre estes fatores, destacam-se: relação água/cimento; quantidade, composição e finura do cimento; quantidade, forma e dimensões dos agregados; grau de hidratação do cimento; aderência entre a pasta e o agregado; presença

e quantidade de adições e de aditivos; qualidade da execução etc. A Figura 2.3 mostra o mecanismo de absorção de água pelo concreto.

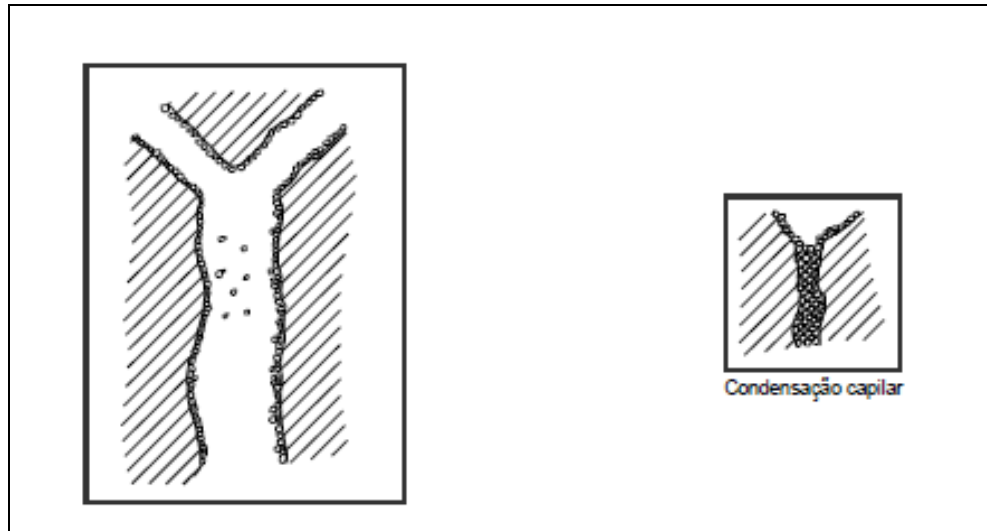


Figura 2.3 – Mecanismo de absorção de água pelos poros (GOUVEIA, 2010).

Segundo Odriozola (2007) os íons cloreto, um dos principais agentes agressivos, podem penetrar no concreto pelos seguintes mecanismos: permeabilidade, capilaridade, absorção e difusão. A permeabilidade e a absorção são mecanismos de transporte muito rápidos, enquanto que a difusão é muito mais lenta. A importância relativa de cada mecanismo de penetração dependerá das condições de exposição, da umidade do concreto e da estrutura dos poros.

A penetração dos cloretos nos primeiros centímetros do revestimento do concreto depende da sucção capilar, enquanto a penetração em profundidades maiores é governada pela difusão. Em uma superfície seca a entrada de cloretos se dá por absorção, os cloretos são absorvidos pelas microfissuras e poros vazios, e então penetram através de sucção capilar. Em superfícies úmidas a entrada inicial é por absorção capilar ou difusão (ODRIOZOLA, 2007).

Em concretos situados em ambiente úmido, o transporte de gases, água e substâncias dissolvidas em água se dão através de difusão, em função da umidade relativa do ar. Os poros maiores da massa endurecida de concreto encontram-se parcialmente preenchidos pelo ar, a superfície desses poros é revestida por uma película de água aderida por adsorção. Neste ambiente, a difusão é o principal mecanismo de transporte, induzida por uma tendência ao equilíbrio quando há diferenciais de concentração de determinada substância (MIRANDA,

2006).

Quando as superfícies de concreto são molhadas, como ocorre quando há chuvas, os poros podem atingir rapidamente o nível de saturação, devido à sucção capilar provocada pelo excedente de água. As substâncias dissolvidas em água são transportadas para o interior do concreto pela água absorvida e a difusão dos gases, neste caso, fica praticamente impedida (ODRIOZOLA, 2007).

No caso de concretos submersos, a penetração da água é realizada através de sucção capilar, acelerada provavelmente, pelo aumento da pressão hidráulica. Uma grande quantidade de água poderá ser continuamente transportada, desde que haja uma superfície exposta ao ar, por onde a água possa evaporar. A intensidade desse transporte depende da relação entre evaporação, sucção capilar e pressão hidráulica (ODRIOZOLA, 2007).

Em qualquer caso, as estruturas de concreto submersas tendem a estar protegidas da corrosão, pela falta de oxigênio. A água pode carregar agentes dissolvidos (cloretos, sulfatos etc.), os quais são deixados no concreto nas regiões onde ocorre a evaporação, podendo ocasionar altos níveis de concentração (ODRIOZOLA, 2007).

### **2.3. Fissuração**

A fissuração configura-se em uma porta de entrada para os agentes agressivos ao concreto, pois facilitam a sua penetração e contribuem sobremaneira para a degradação da estrutura. Há várias causas para a ocorrência de fissuras.

Diversas são as circunstâncias que podem provocar fissuração no concreto. As fissuras podem surgir mesmo antes da aplicação do carregamento e, inclusive, antes do endurecimento da massa. Elas podem ser causadas por movimentos gerados dentro do próprio concreto (assentamento plástico diferencial, retração plástica superficial, retração por secagem e movimentações de origem térmica), por expansão de materiais embutidos no concreto (corrosão das armaduras e reações álcali agregado) ou ainda por condições externas impostas (carregamentos excessivos, vibrações não previstas no projeto, armaduras insuficientes ou mal posicionadas e recalque diferencial do solo de fundação), dentre outras causas (EVANGELISTA, 2002).

A Figura 2.4 mostra fissuras em uma peça de concreto submetida a esforços de flexão.

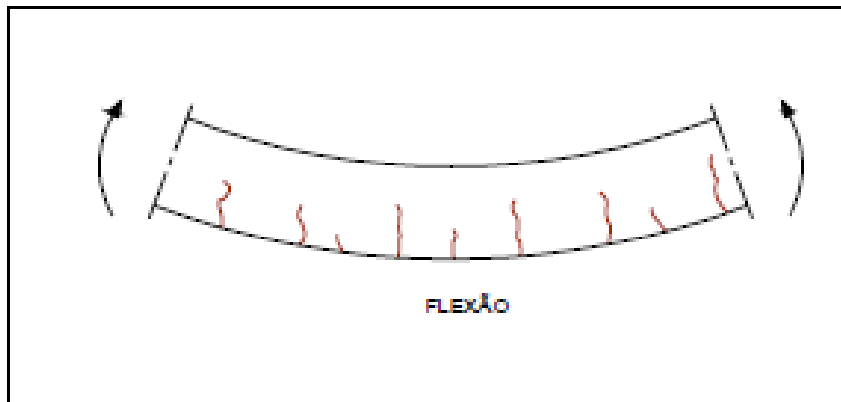


Figura 2.4 – Fissura associada ao esforço de flexão (MIRANDA, 2006).

As fissuras que ocorrem antes do endurecimento da massa, geralmente, resultam de assentamento plástico diferencial ou de retração plástica superficial. A formação dessas fissuras está relacionada diretamente com a exsudação, fenômeno caracterizado pelo deslocamento da água da mistura em direção à superfície, e com a velocidade de evaporação desta água. As fissuras devidas a assentamento plástico diferencial ocorrem quando há algum impedimento ao assentamento da massa do concreto ainda plástico na fôrma, proporcionado, por exemplo, pela presença de armadura ou de agregados muito grandes.

O assentamento dos materiais que compõem o concreto se deve à ação da gravidade e provoca o deslocamento da água e do ar não excluído pela vibração em direção à superfície. Tais fissuras podem ser evitadas mediante dosagem bem proporcionada com a mínima relação água/cimento praticável e adensamento adequado, que pode, inclusive, incluir revibração depois que as fissuras ocorrem (CASTRO, 2009).

As fissuras por retração plástica superficial podem ocorrer se houver impedimento ao decréscimo de volume causado por evaporação excessivamente rápida da água da superfície quando o concreto ainda é plástico e não possui resistência. Tais fissuras começam a se formar quando o brilho da água desaparece da superfície do concreto, se a perda de água por evaporação for maior do que a quantidade de água provida pela exsudação. Para prevenir o aparecimento dessas fissuras, recomenda-se controlar a temperatura do concreto quando a concretagem se dá em tempo quente, reduzir a velocidade do vento na superfície exposta e aumentar a sua umidade (CASTRO, 2009).

## 2.4. Agressividade do Meio Ambiente

A classificação ou definição da agressividade do meio ambiente no qual uma estrutura de concreto será edificada, representa uma etapa importante durante a concepção do projeto, no intuito de planejar a vida útil, o desempenho e a durabilidade da construção.

A agressividade do meio ambiente e as interações agentes agressivos/estrutura devem ser conhecidas e analisadas na fase de pré-projeto, ou no mais tardar durante o desenvolvimento do projeto. Algumas medidas podem ser tomadas no sentido de diminuir previamente o aparecimento de manifestações patológicas, para isso, é necessário conhecer as substâncias presentes no meio, e qual o seu potencial agressivo frente ao concreto.

As interações dos agentes ambientais com a estrutura de concreto provocam alterações nas suas propriedades, acelerando aparecimento de diversas manifestações patológicas, e, por conseguinte tornando o concreto mais susceptível a degradação (FIGUEIREDO; NEPOMUCENO, 2007).

Em geral, os estudos sobre durabilidade das estruturas de concreto levam em consideração aspectos relativos aos constituintes dessa estrutura (agregados, cimento e aço), de sua mistura (relação água/ cimento ou água/aglomerante, uso de aditivos, etc.) ou então a sua construção (condições de cura, por exemplo). Faz-se necessário para conhecimento do comportamento da estrutura, conhecer o meio ambiente onde ela está inserida, esse meio pode fazer com que um concreto devidamente especificado e executado tenha sua vida útil reduzida significativamente (LIMA, 2005).

Recentemente, houve a difusão do conhecimento de que as estruturas estão sujeitas ao ataque provocado por agentes agressivos existentes no meio ambiente, que ao interagirem com a estrutura, provocam a degradação sistemática do concreto (VERA et al, 2008).

Segundo Alves (2007), a exposição de uma estrutura ao meio ambiente é um dos aspectos mais importantes a considerar nas inspeções e avaliações das estruturas, uma vez que certos tipos de ações químicas e físicas, muitas vezes não foram considerados no projeto estrutural.

Entre os principais aspectos do meio ambiente que podem influir na forma de interação com a

estrutura de concreto armado, deve-se destacar a umidade relativa, a periodicidade das chuvas, a orientação dos ventos, a temperatura e as substâncias que estão presentes nesse meio (NEPOMUCENO, 2005).

Segundo Miranda (2006) a caracterização do meio ambiente passa necessariamente pela observação da umidade, da temperatura e das substâncias quimicamente agressivas nele inseridas, tais como: dióxido de carbono, oxigênio, cloretos, ácidos, sulfatos e álcalis. A umidade relativa do ar é um aspecto relevante no processo de degradação do concreto, uma vez que provoca variação da umidade interior deste material.

Ademais, o concreto capta umidade em uma velocidade maior do que consegue perde-la, tendo tendência a apresentar uma umidade interna maior do que a externa.

A temperatura é outro aspecto de grande relevância, pois provoca aumento da velocidade das reações químicas, facilitando a mobilidade e penetração dos íons e moléculas no interior do concreto. A agressividade dos sulfatos é uma exceção a esta regra, diminuindo a temperatura, a formação de etringita é máxima para 0° C e decresce até se anular a 80 °C (MIRANDA, 2006).

Em ambientes permanentemente secos, com umidade relativa inferior a 60%, o risco de corrosão da armadura é baixo, mesmo que o concreto esteja carbonatado, isso ocorre por que há um impedimento na realização do processo eletrolítico. Em casos em que há grande concentração de cloretos, é possível a corrosão, mesmo em ambientes secos, devido aos efeitos higroscópicos dos cloretos, que aumentam a quantidade de água no concreto (ANDRADE, T., 2005).

Ocorre um ciclo vicioso, à medida que ocorrem as primeiras manifestações patológicas, a estrutura vai ficando mais vulnerável, e o ataque aumenta suas proporções. As manifestações patológicas em estruturas de concreto podem ser fissuras, desagregação, flechas excessivas, infiltrações, corrosão de armaduras, recalque, armadura exposta, manchas superficiais, dentre outras.

Logo, é preciso estudar a forma de penetração e transporte destes agentes dentro da massa do concreto, tendo em vista a porosidade, a permeabilidade e a existência de microfissuras

(FIGUEIREDO; NEPOMUCENO, 2007).

Os compostos hidratados do cimento das estruturas de concreto quando em contato com as substâncias encontradas no meio ambiente desencadeiam reações que acarretam prejuízo para integridade da estruturas, através das manifestações patológicas. Ressalta-se que para que estas manifestações se processem, estas substâncias devem ser encontradas dispersas na atmosfera úmida ou em soluções aquosas que permitam a sua dissociação (FERREIRA; ALMEIDA, 2002).

As estruturas de concreto estão passíveis a ataques de agentes agressivos, que podem atuar de forma isolada ou em conjunto, fato que provoca mudanças sensíveis nas suas propriedades químicas e mecânicas.

Miranda (2006) relata que na definição do ambiente são fundamentais a concentração e o grau de renovação das substâncias agressivas, pois os agentes agressivos mais importantes no processo de degradação do concreto são o dióxido de carbono e os cloretos.

Ambos atacam a estrutura provocando a destruição da película passiva das armaduras, abrindo espaço assim para o início do processo de corrosão. A presença do oxigênio é fundamental para o mecanismo de corrosão das armaduras, além dos ácidos responsáveis por dissolver os produtos da hidratação do cimento, e dos sulfatos e dos álcalis que dão origem a reações expansivas (FERNÁNDEZ, 2008).

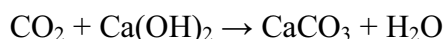
O gás carbônico presente na atmosfera reage com os componentes do concreto, provocando principalmente, mudanças nas propriedades químicas e físicas do sistema. A porosidade do concreto favorece a ação principal do  $\text{CO}_2$ , que é o processo de carbonatação, ocorre através da reação deste gás com os componentes alcalinos do cimento (FIGUEIREDO; NEPOMUCENO, 2007).

A carbonatação do concreto provoca a despassivação das armaduras. A quantidade total de gás carbônico necessária para neutralizar/despassivar o concreto em relação a profundidade pode ser relacionada com o total de produtos alcalinos disponíveis como reserva alcalina deste material, especialmente os gerados na hidratação do cimento e, com a difusão do  $\text{CO}_2$  no



concreto, que por sua vez é influenciada pela permeabilidade do concreto e pela concentração de CO<sub>2</sub> (FIGUEIREDO; NEPOMUCENO, 2007) .

A reação de carbonatação se processa através da equação abaixo (GOUVEIA, 2010):



De maneira geral, embora existam muitas pesquisas sobre a durabilidade de estruturas de concreto, levando-se em conta o meio ambiente ainda faltam parâmetros seguros que possam ser especificados para produção de estruturas de concreto armado duráveis (NEPOMUCENO, 2005).

Para a ABNT NBR 6118 (2007) a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto.

Em se tratando de macro ambiente, é importante ressaltar que existem tendências predominantes nas diversas regiões do Brasil, o que permite especificar determinados parâmetros característicos do concreto que poderão ser utilizados de forma geral em projetos arquitetônicos e estruturais para essas regiões.

Por isso, a utilização de parâmetros mínimos do concreto para diversas classes de agressividade do meio ambiente, conforme recomenda a ABNT NBR 6118 (2007) é importante para assegurar uma maior durabilidade das estruturas de concreto armado. No entanto, deve-se considerar que, em obras específicas, a agressividade devido ao seu uso e ao microclima nelas presentes deve levar a estabelecimento de espessura de cobrimento e materiais adequados a cada situação obtidos por meio de estudos mais detalhados (NEPOMUCENO, 2005).

Os conceitos de manutenção, nas suas principais classificações: preventiva, preditiva e corretiva; tão utilizados na indústria desde a revolução industrial, começaram a pouco a adentrar na construção civil. É fato que os gastos com manutenção quanto mais retardados,

mais onerosos ficam, seguindo a razão de uma progressão geométrica.

A durabilidade das estruturas de concreto requer cooperação e esforços coordenados de todos os envolvidos nos processos de projeto, construção e utilização, devendo, como mínimo, ser seguido o que estabelece a ABNT NBR 12655 (2006), sendo também obedecidas as disposições de 25.4 com relação às condições de uso, inspeção e manutenção (ABNT NBR 6118, 2007).

Nos projetos das estruturas correntes, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na Tabela 2.1 e pode ser avaliada, simplificada, segundo as condições de exposição ou de suas partes (ABNT NBR 6118, 2007).

Tabela 2.1 – Classificação do ambiente em relação ao risco de deterioração da estrutura (ABNT NBR 6118, 2007).

Classe de Agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito Forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

A ABNT NBR 6118 (2007) relaciona ainda a classe de agressividade com o cobrimento nominal de cada elemento estrutural, conforme Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Relação entre a classe de agressividade e o cobrimento nominal do elemento estrutural (ABNT NBR 6118, 2007).

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto Protendido	Todos	30	35	45	55

## 2.5. Agressividade do Meio Ambiente Marinho

A água do mar, na maioria dos casos, apresenta uma composição química uniforme, o teor médio de sais é de aproximadamente 3,5% em peso (ODRIOZOLA, 2007; METHA; MONTEIRO, 2008). As maiores concentrações são de  $\text{Na}^+$  e de  $\text{Cl}^-$ , que correspondem a cerca de 11.000 e 20.000 mg/l, respectivamente. Registra-se também, quantidades significativas de  $\text{Mg}^{2+}$  e  $\text{SO}_4^{2-}$  da ordem de 1.400 e 2.700 mg/l, respectivamente. O pH da água do mar varia entre 7,5 e 8,4 (ODRIOZOLA, 2007). A Tabela 2.3 mostra a os principais íons encontrados no Oceano Atlântico (DIN 4030, 1991 apud PONTES, 2006) e a Tabela 2.4 revela as diferenças de composição entre o Atlântico Norte e Sul.

Tabela 2.3 – Principais íons presentes no Oceano Atlântico (DIN 4030, 1991 apud PONTES, 2006).

Íons	Quantidade de íons (mg/l)
$\text{SO}_4^{--}$	2.800
$\text{Mg}^{++}$	1.300
$\text{Ca}^{++}$	400
$\text{Cl}^-$	19.900
$\text{Na}^+$	11.000
$\text{K}^+$	400
pH	> 8

Tabela 2.4 – Composição da água do Atlântico Norte e Sul (MIRANDA, 2006).

Composição média da água do Oceano Atlântico		
Íon	Atlântico Norte	Atlântico Sul
$\text{Cl}^-$	17,8	20,5
$\text{SO}_4^{2-}$	2,5	2,9
$\text{Ca}^{2+}$	0,4	0,4
$\text{Mg}^{2+}$	1,5	1,3
$\text{Na}^+$	11,0	11,4
$\text{K}^+$	0,3	0,5

A profundidade, a temperatura, a latitude e a proximidade da costa são parâmetros que influenciam na concentração de sais da água. A concentração dos principais componentes da água do mar sofrem influência, também, dos diversos processos tais como a evaporação,

formação e derretimento das geleiras, aporte fluvial e a própria chuva. (LIMA; MORELLI, 2004).

Pontes (2006) determinou a composição iônica do mar de Boa Viagem, Recife – PE no período de 31/08/2005 a 31/01/06, a qual está exposta na Tabela 2.5 abaixo.

Tabela 2.5 - Composição iônica do mar de Boa Viagem (PONTES, 2006).

<b>Íons</b>	<b>Média dos meses de estudo</b>
Cloretos (mg/l)	19.812,38
Sulfatos (mg/l)	3.417,76
Cálcio (mg/l)	553,49
Magnésio (mg/l)	1.287,99
Sódio (mg/l)	10.428,42
Potássio (mg/l)	584,1
Condutividade elétrica ( $\mu$ S)	48.150,00
Salinidade (‰)	38,63
pH	7,48

Segundo Miranda (2006), os componentes principais da água do mar são o cloreto de sódio, o cloreto de magnésio, o sulfato de magnésio, o sulfato de cálcio, o cloreto de potássio e o sulfato de potássio, contendo ainda oxigênio e dióxido de carbono dissolvidos em concentrações variáveis.

Para Fernández (2008), os sulfatos representam riscos consideráveis à estrutura de concreto. Quando sólidos não atacam o concreto, contudo quando em solução, os sulfatos de magnésio, cálcio, sódio, potássio e amônio reagem com a pasta de cimento endurecida e podem levar o concreto à total desagregação.

Miranda (2006) lembra que a ação da água do mar não se limita apenas às obras costeiras, uma vez que o vento pode transportar os salpicos criados pela rebentação das ondas além da linha da costa.

A agressividade do meio marinho não está exclusivamente ligada à ação direta da água do mar

sobre as estruturas. Ocorre também, através da chamada atmosfera marinha que contém agentes agressivos tais como cloretos de sódio e de magnésio, além de sulfatos presentes tanto nas gotículas de água em suspensão como em formas de cristais (PONTES, 2006).

As alterações de ordem química, provocadas pelas substâncias presentes na água do mar no concreto, são consideravelmente agravadas pelas ações físicas, ações de variação do nível das marés e a dissipação da energia cinética das ondas sobre a estrutura (ODRIOZOLA, 2007). O efeito das marés e da rebentação das ondas, quando combinado com diferenças importantes entre as temperaturas da água e do ar, expõe zonas das estruturas a ciclos de molhagem e secagem, zonas particularmente sensíveis às deteriorações químicas (MIRANDA, 2006).

O ambiente marinho é freqüentemente dividido em diferentes zonas, cada uma apresentando suas características, que são definidas através do acesso de oxigênio e água, são elas: zona atmosférica, zona de variação de marés e a zona submersa. A Figura 2.5 detalha a divisão do ambiente marinho (LIMA; MORELLI, 2004).

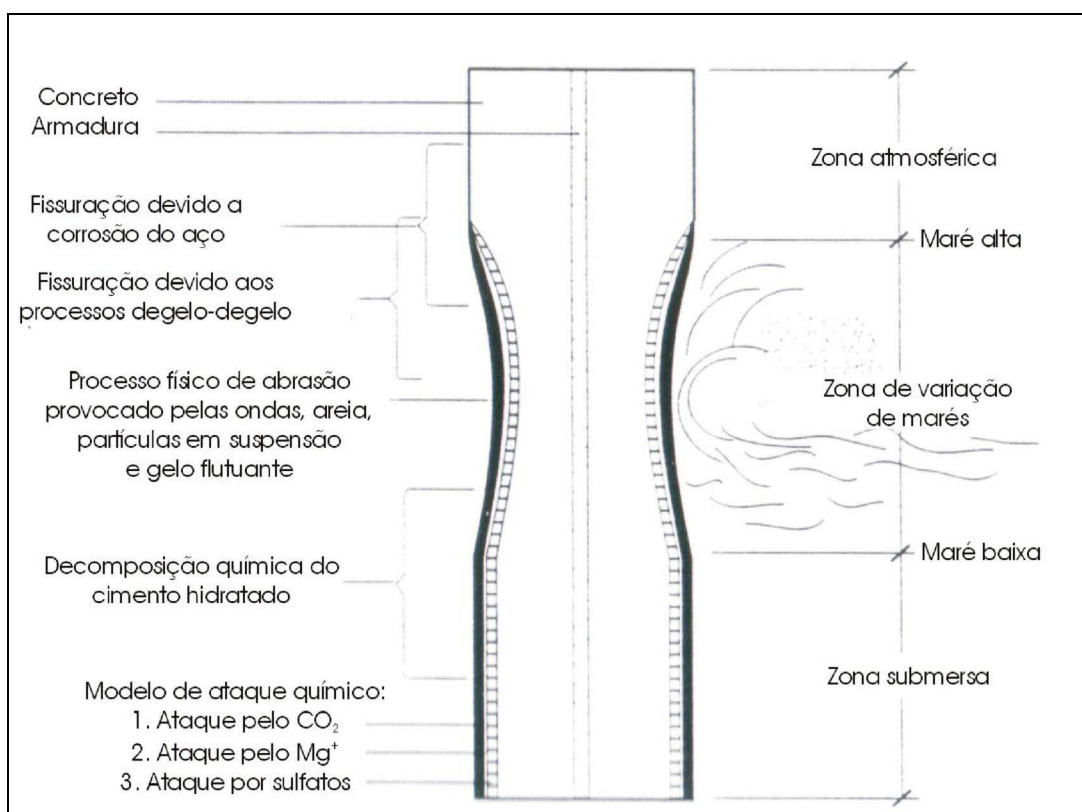


Figura 2.5 – Ambiente marinho dividido em diferentes zonas (LIMA; MORELLI, 2004).

A Foto 2.1 exemplifica uma estrutura em ambiente marinha inserida na zona de variação de marés que apresenta vários sintomas de manifestações patológicas.



(a)



(b)

Foto 2.1 - Ataque característico devido a corrosão de armadura em zona de variação de marés – (a) vista inferior da plataforma e (b) detalhe da lateral do pilar (LIMA; MORELLI, 2004).

### ***2.5.1. Ataque por Cloretos***

O ingresso no concreto dos íons cloreto proveniente do ambiente marinho acelera consideravelmente o processo de deterioração.

O ingresso de íons cloreto no concreto pode se dá de diferentes formas, inicialmente pela presença de cloretos no meio ambiente, caso em que a estrutura está submetida ao meio ambiente marinho, ou pode ocorrer durante a mistura de materiais na fase de fabricação do concreto. Nesta fase a contaminação ocorre por meio do cimento, da água de amassamento e da utilização de aceleradores de pega a base de cloretos.

Figueiredo (2005) ensina que os íons cloreto ingressam no concreto das mais variadas formas:

- a) Estruturas envoltas em atmosfera marinha;

- b) Através do contato direto com a água do mar;
- c) Emprego de aceleradores de pega que contenham  $\text{CaCl}_2$ , ainda durante a fase de execução;
- d) Uso de sais de degelo;
- e) Processos industriais;
- f) Através de impurezas existentes na água de amassamento ou nos agregados.

Em ambientes marinhos ocorre a penetração de íons cloreto provenientes do exterior na estrutura, através da rede de poros do concreto, a quantidade de  $\text{Cl}^-$  pode aumentar temporariamente, ao ponto de atacar toda a superfície da amadura. Neste caso, a velocidade do processo corrosivo é intensa e compromete de forma perigosa a durabilidade da estrutura (FERREIRA, 2009).

Segundo Odriozola (2007) o principal processo de degradação do concreto armado em ambiente marinho é a corrosão das armaduras por ataque de cloretos da água do mar. O cálculo da vida útil de uma estrutura de concreto armado em ambiente marinho deve contabilizar o período de iniciação (tempo necessário para os cloretos alcançarem a armadura e despассивá-las) e o período de propagação da corrosão (tempo necessário para a fissuração do recobrimento).

O período de iniciação depende da velocidade de penetração dos cloretos no concreto, em função de sua qualidade. O período de propagação depende da disponibilidade de oxigênio no interior do concreto, controlado pelo tipo de ambiente em que se encontra, bem como pela própria qualidade do concreto, em termos de permeabilidade ao oxigênio e resistividade (ODRIOZOLA, 2007).

Odriozola (2007) divide em quatro tipos as zonas de ambiente marinho. Cabendo a classificação de zona área (atmosfera marinha) para construções envoltas em ambiente marinho, exposta a ação da névoa salina.

Os cloretos presentes nas regiões de atmosfera marinha provêm da água do mar, os quais podem estar na forma de íon ou combinado na forma de cloreto de sódio.

Romano (2009) ressalta que a névoa salina é formada pela agitação da superfície do mar provocada pelo vento, ocorre à geração de bolhas que ao explodirem formam gotículas em forma de jorro, película ou espuma. Esse mecanismo é importante na liberação de partículas de sal e, a partir de velocidades de vento superiores a 10 m/s, desempenha importante papel na produção dessas partículas.

A quebra das ondas do mar são fontes geradoras da névoa salina, desta forma, a proximidade do mar é variável de fundamental interesse no processo de ataque por cloretos (ROMANO, 2009).

Neste caso os cloretos ascendem por meio da névoa salina, depositada na superfície pelo vento. Pode haver algum transporte por sucção capilar, mas fundamentalmente dar-se por difusão. O alcance é mais lento do que nas das zonas, onde há contato direto da água do mar com a estrutura, e consome mais tempo para alcançar as armaduras. Quando isto acontece, processa-se a reação de corrosão, pois há oxigênio e umidade acessíveis (ODRIOZOLA, 2007).

Os íons cloreto podem atingir grandes profundidades no interior do concreto sendo capazes inclusive de causar a corrosão do aço dentro do elemento, e podem ser consideravelmente influenciados nesse sentido, se o concreto estiver sujeito a condições de molhagem e secagem (SILVA, 2010).

O ingresso de cloretos provenientes do meio ambiente na estrutura de concreto segue quatro principais processos: absorção capilar, difusão, permeabilidade e migração (ROMANO, 2009).

- a) Absorção capilar – é o mecanismo caracterizado pela penetração no concreto de meios líquido, estes contaminados por cloretos. Inclui-se nesse caso a névoa salina. A movimentação ocorre pela tensão superficial atuante nos poros capilares. Este processo é verificado na primeira etapa da contaminação, e se dá na camada superficial, onde ocorrem os ciclos de molhagem e secagem do concreto. O concreto seco vai sendo atacada pela frente de cloretos, quando o ambiente externo é seco, há uma inversão do fluxo, a água pura evapora, os cristais de sais permanecem nos poros,



logo a um aumento da concentração na camada superficial (ROMANO, 2009).

- b) Difusão – corresponde ao mecanismo predominantemente utilizado pela frente de cloretos, o ingresso é realizado através de gradientes de concentração que possibilitam o deslocamento do sal para o interior do concreto. A umidade relativa e a duração do período de secagem tornam possível uma maior evaporação da região mais externa fazendo com que o concreto internamente se torne mais saturado. Há então a formação de um ciclo onde a água se desloca para o exterior e o para dentro do sal, nestas circunstâncias o teor de concreto diminui com a distância a superfície (ROMANO, 2009).
  
- c) Permeabilidade – é a propriedade de um meio poroso se deixar atravessar por um fluido sobre a ação de um gradiente de pressão, está ligada diretamente a parâmetros de qualidade do concreto tais como relação água/cimento, relação água/aglomerante, tempo de cura, etc. O diâmetro dos poros e a interligação entre eles define o maior ingresso de cloretos na estrutura (ROMANO, 2009).
  
- d) Migração – ocorre devido à ação de um campo elétrico e caracteriza-se pelo transporte de íons através de um eletrólito, originário da aplicação de uma diferença de potencial gerada por uma fonte externa (ROMANO, 2009).

Romano (2009) destaca que os íons cloretos podem se apresentar de três formas distintas no concreto:

- a) Quimicamente ligado ao aluminato tricálcico;
- b) Adsorvido nas superfícies dos poros;
- c) Na forma de íons livres.

A Figura 2.6 retrata as três principais formas de ocorrência dos íons cloreto no concreto.

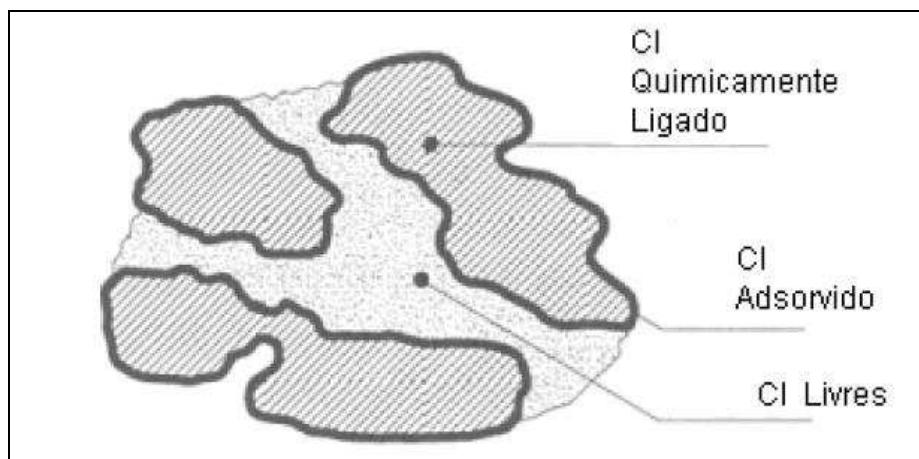


Figura 2.6 - Formas de ocorrência dos íons cloreto no concreto (ROMANO, 2009).

Salienta-se que somente os cloretos livres é que estarão dispostos para reagir com o aço do concreto e são os responsáveis por causar o processo de corrosão (SILVA, 2010).

Silva (2010) revela que os principais fatores externos que influenciam na penetração dos íons cloreto são: temperatura, umidade relativa e concentração superficial dos cloretos. O aumento da temperatura, da umidade relativa e da concentração superficial dos cloretos favorece a penetração dos íons.

Para que certa quantidade de íons cloreto chegue à forma de cloretos livres até a armadura e consiga iniciar o processo de corrosão, é necessária a interação de uma série de fatores, tais como: tipo de cátion associado aos cloretos, tipo de acesso ao concreto (antes ou depois do endurecimento), presença de outro ânion, tipo de cimento empregado na produção do concreto, relação água/cimento, estado de carbonatação do concreto, condições de produção e cura do concreto, umidade ambiental e quantidade de cimento por metro cúbico de concreto (FIGUEIREDO, 2005).

É importante salientar que a movimentação dos sais no concreto ocorre de forma progressiva, estabelecendo-se um perfil de concentração de cloretos. Há dois tipos de perfis de cloreto: perfil clássico e perfil formando um pico. O perfil clássico caracteriza-se pelo maior teor de cloretos junto à superfície do concreto, e este valor diminui à medida que se avança ao interior do elemento. No perfil formando um pico o teor de cloretos aumenta da superfície externa até uma determinada profundidade (onde se verifica o pico), a partir daí começa a diminuir (SILVA, 2010).

A Figura 2.7 abaixo representa a representação gráfica do perfil de cloreto clássica.

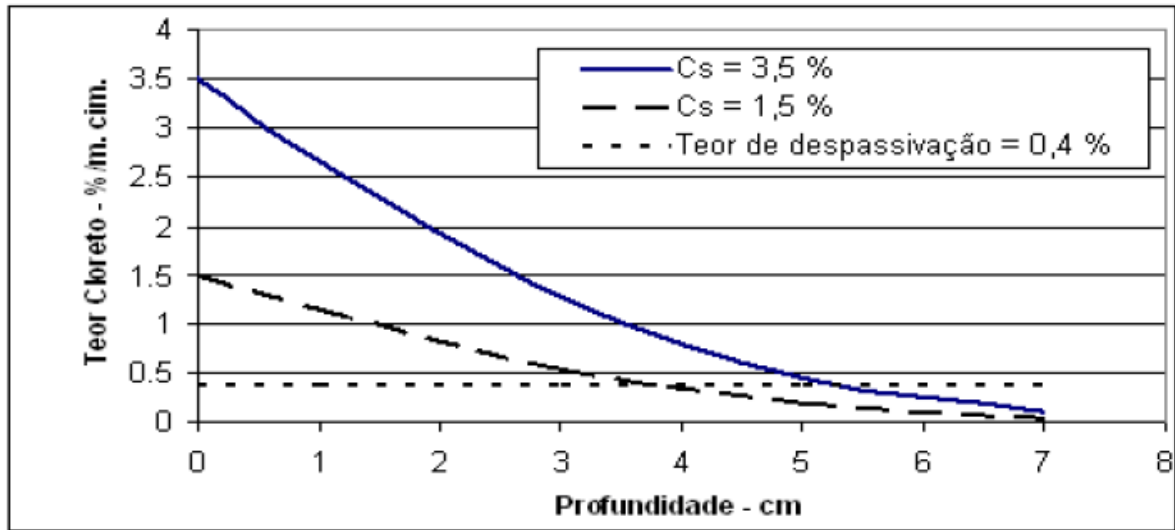


Figura 2.7 – Perfil de cloreto clássico (SILVA, 2010).

O estudo sobre comportamento do concreto frente ao ataque de íons cloreto evidencia que na maioria das obras reais o perfil obtido é o clássico. Contudo, em alguns casos pode-se encontrar o perfil formando um pico. No perfil formando pico o teor de cloreto aumenta da superfície externa do concreto até uma determinada profundidade, diminuindo deste ponto máximo em relação a maiores profundidades. A Figura 2.8 representa o perfil de cloreto formando um pico, alguns autores sugerem que o eixo de referência seja transferido para o ponto de pico.

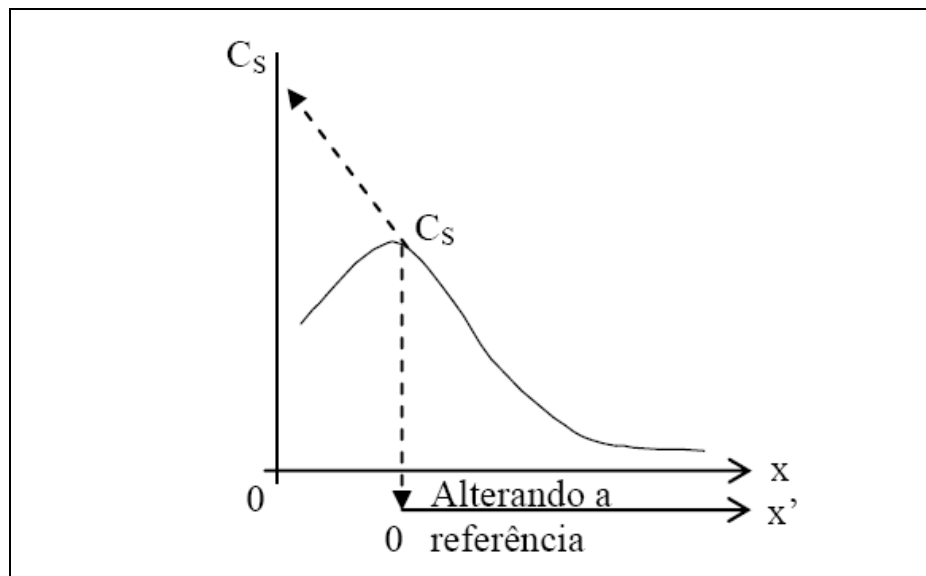


Figura 2.8 – Perfil de cloreto formando um pico (SILVA, 2010).

Silva (2010) cita três principais condições para que ocorra o perfil de cloretos formando um pico, são elas:

- a) Se o concreto estiver submetido a condições de molhagem e secagem o principal mecanismo de penetração de cloretos será por absorção na camada mais externa;
- b) Em ocasiões onde o concreto estiver submerso e a camada externa apresentar-se mais porosa, há maior probabilidade de um perfil de cloretos formando pico. Isto pode ser explicado pela maior porosidade numa camada próxima a superfície (camada intermediária), com um deslocamento de pasta para a superfície do concreto, devido à menor quantidade de agregado existente nesse local;
- c) Quando o concreto estiver situado em zona de maré, haverá tendência de formação de pico. Em saída de estuário o perfil com pico se forma devido à ocorrência de chuvas onde a água doce sobe e, estando em contato direto com o concreto, faz com que a tendência seja a retirada de cloreto do concreto e que o teor na superfície seja menor que em maiores profundidades junto à camada mais externa.

Segundo Andrade (1992) a profundidade de penetração da frente de cloretos no concreto é mensurada através da equação:

$$x = k (t)^{1/2} \quad \text{[Equação 2.1]}$$

Onde:

x = Profundidade atingida pela frente de ataque de cloretos;

t = Tempo para que essa profundidade seja atingida;

k = Constante que depende principalmente da concentração dos íons no meio externo, da qualidade do concreto e da quantidade de fissuras.

## 2.6. Agressividade do Meio Ambiente Urbano

Em ambientes com características urbanas, nos quais está presente na atmosfera o gás carbônico, o dióxido de enxofre e o gás sulfídrico, há condições para realização da reação de carbonatação do concreto.

A queima de combustíveis pelos veículos é fonte de monóxido e dióxido de carbono, estes penetram no concreto e quando combinados com o hidróxido de cálcio, diminuem a alcalinidade do concreto.

A reação de carbonatação consiste em um processo físico-químico de neutralização da fase líquida intersticial do concreto, esta de natureza alcalina, a consequência desta reação é a despassivação das armaduras, que corresponde ao primeiro passo para o processo de corrosão da armaduras (FIGUEIREDO, 2005).

### 2.6.1. Carbonatação

O pH do concreto varia entre 12,5 e 13,5, isto devido principalmente a alta concentração de hidróxidos de cálcio, sódio e potássio dissolvidos na solução aquosa presente na rede de poros do material, nestas condições o aço envolvido pelo concreto encontra-se protegido da corrosão (FERNÁNDEZ, 2008).

Simplificadamente, carbonatação é a formação do carbonato de cálcio através da reação resultante do dióxido carbono com o hidróxido de cálcio, que acaba por reduzir o pH do concreto. O  $\text{CO}_2$  está presente no ar, representa cerca de 0,03 % em volume à pressão atmosférica e a sua solubilidade em água é aproximadamente 0,00054 g/l, dando origem a uma solução de ácido carbônico que apresenta valor com  $\text{pH} = 5,7$  (GOUVEIA, 2010).

O anidrido carbônico,  $\text{CO}_2$ , proveniente da atmosfera tem uma tendência a penetrar no concreto através do fenômeno de difusão (FIGUEIREDO; NEPOMUCENO, 2007).

Segundo Gouveia (2010) o silicato tricálcico ( $\text{C}_3\text{S}$ ), silicato bicálcico ( $\text{C}_2\text{S}$ ), aluminato

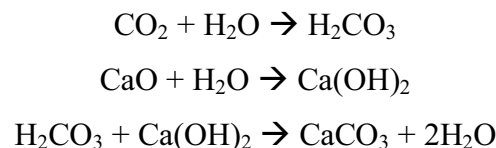
tricálcico ( $C_3A$ ) e aluminoferrato tetracálcico ( $C_4AF$ ) representam cerca de 90% a 95% dos do cimento portland.

A Figura 2.9 relaciona os principais constituintes do cimento portland:

Silicato tricálcico	$3CaO.SiO_2$	$C_3S$
Silicato Bicálcico	$2CaO.SiO_2$	$C_2S$
Aluminato tricálcico	$3CaO.Al_2O_3$	$C_3A$
Aluminoferrato tetracálcico	$4CaO.Al_2O_3.Fe_2O_3$	$C_4AF$

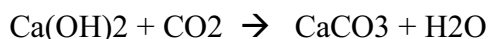
Figura 2.9 - Relaciona os principais constituintes do cimento portland (GOUVEIA, 2010).

Segundo Aguiar (2006) a ação do  $CO_2$  sobre os constituintes do cimento hidratado é complexa, uma vez que não se limita ao hidróxido de cálcio e ataca e degrada todos os produtos da hidratação do cimento. A reação mais simples e importante é a combinação do  $CO_2$  com o hidróxido de cálcio liberado pela hidratação do cimento dando origem ao carbonato de cálcio, conforme os processos descritos abaixo:



A natureza do pH alcalino do concreto está ligado principalmente ao hidróxido de cálcio –  $Ca(OH)_2$ . O desaparecimento do hidróxido de cálcio do interior dos poros da pasta de cimento hidratado e sua transformação em carbonato de cálcio faz baixar o pH da solução em equilíbrio de 12,5 para 9,4, fator primordial para o início da corrosão das armaduras (GOUVEIA, 2010).

Segundo Aguiar (2006) devido ao elevado número de fatores que influenciam a carbonatação seria difícil e complexo utilizar um modelo que levasse em consideração todos os elementos envolvidos. A equação mais comumente utilizada para estimar a velocidade do processo de carbonatação é:



O  $\text{CO}_2$  penetra da superfície para o interior, pelo que a carbonatação inicia-se na superfície do concreto e penetra lentamente para seu interior. Em concreto de mediana qualidade observa-se que a velocidade da carbonatação varia entre 1 e 3 mm por ano (RIBEIRO, 2009).

A velocidade do processo é função da difusão de  $\text{CO}_2$  no concreto, umidade relativa, tempo, relação a/c, tipo de cimento, permeabilidade do concreto e cura. O grau de carbonatação máximo ocorre a uma umidade relativa de 60%, enquanto que em um ambiente seco ou saturado a carbonatação é reduzida para 20% deste valor.

Se o concreto tem todos os seus poros cheios de água, o gás carbônico não pode penetrar e difundir-se. Por outro lado, se todos os poros estão secos, o gás carbônico não pode ionizar-se, e se o fizer, a carbonatação será realizada muito lentamente (RIBEIRO, 2009).

O fenômeno da carbonatação é controlado pela entrada de  $\text{CO}_2$  no concreto, sendo que teores de umidade elevados reduzem bruscamente a difusão desse gás e, conseqüentemente, a carbonatação. Contudo, é necessária uma quantidade mínima de água nos poros, de modo a que o dióxido de carbono e o hidróxido de cálcio se dissolvam (FERREIRA, 2009).

Assim, a carbonatação é mais acentuada em locais abrigados da incidência direta da água, ou em locais com revestimentos pouco permeáveis à água. Contudo, dada a baixa umidade relativa, a resistividade do concreto é mais elevada, condicionando a velocidade de corrosão.

Tipicamente, os locais expostos ao ambiente externo são os mais propícios à corrosão das armaduras (alternando períodos de secagem e molhagem). Se orientados na direção do sol, a carbonatação também progredirá mais rapidamente. A relação água/cimento é, naturalmente, um dos parâmetros principais na velocidade da carbonatação, pois controla em grande parte a porosidade / permeabilidade do concreto (FERREIRA, 2009).

Além da importância da composição do concreto, também são bastante relevantes a cura e a compactação. Estudos demonstram um aumento significativo da resistência à carbonatação para curas apropriadas (tipicamente, em curas inferiores a 7 dias, existem grandes diferenças

de desempenho, em função do número de dias). Após a despassivação das armaduras, o acesso do oxigênio às zonas catódicas não é condicionante (se o dióxido de carbono tem acesso, também o oxigênio terá), pelo que a corrosão é controlada pela resistividade do concreto (FERREIRA, 2009).

A corrosão é habitualmente generalizada, pois se formam inúmeros ânodos e cátodos de pequenas dimensões, próximos entre si. A velocidade de corrosão por carbonatação é geralmente inferior à gerada por ataque de cloretos. Em ambientes marítimos, a carbonatação acelera a penetração de cloretos e diminui o seu teor crítico (a capacidade do concreto em fixar cloretos fica diminuída, aumentando o teor de cloretos livres) (FERREIRA, 2009).

A carbonatação superficial dos concretos é variável de acordo com a natureza de seus componentes, com o meio ambiente (rural, industrial, ou urbano) e com as técnicas construtivas de transporte, lançamento, adensamento, cura etc. Como consequência, a profundidade de carbonatação é de difícil previsão e também variável dentro de amplos limites (LEMOS, 2006).

As profundidades de carbonatação aumentam, inicialmente, com grande rapidez, prosseguindo mais lentamente e tendendo assintoticamente a uma profundidade máxima. Essa tendência ao estacionamento do fenômeno pode ser explicada pela hidratação crescente do cimento, que aumenta, gradativamente, desde que haja água suficiente, a compacidade do concreto. Alie-se a isso, a ação dos produtos da transformação que também selam os poros superficiais, dificultando o acesso de  $\text{CO}_2$ , presente no ar, ao interior do concreto (LEMOS, 2006).

Tendo a relação água/cimento um papel preponderante na permeabilidade aos gases, é natural que tenha grande influência na velocidade de carbonatação. A carbonatação pode ser cerca de 10 vezes mais intensa em ambientes climatizados (umidade relativa do ambiente próxima a 65% e temperaturas de 23°C) do que em ambientes úmidos, devido à diminuição da permeabilidade do  $\text{CO}_2$  no concreto por efeito da presença de água (GOUVEIA, 2010).

Num concreto de boa qualidade, bem adensado e curado, a carbonatação se dá superficialmente só tendo importância nos pontos em que a armadura esteja muito próxima à superfície do concreto.



## 2.7. Processo de Corrosão das Armaduras

Excetuando os metais nobres, todos os demais se encontram na natureza, geralmente, na forma de compostos, ou seja, óxidos, hidróxidos, sulfatos, etc.; estados que correspondem a valores reduzidos da energia de Gibbs. A extração dos elementos metálicos a partir de tais compostos requererem aplicação de energia, através de um processo de redução. Isto significa que os metais tenderão, ao longo da sua vida de serviço, naturalmente a regressar a um estado de nível energético inferior, isto é o que ocorre nos processos de corrosão, que, oxidando os elementos metálicos, tem-se uma conversão do metal em diferentes compostos, com diminuição da energia (ODRIOZOLA, 2007).

A Figura 2.10 abaixo representa as condições necessárias para o desenvolvimento do processo de corrosão, donde se concluem que a corrosão das armaduras está ligada a ação isolada ou concomitante dos íons cloreto e carbonatação.



Figura 2.10 – Representação gráfica das condições necessárias para o desenvolvimento do processo de corrosão (TORRES, 2011).

O concreto é um meio alcalino, de pH igual a 12,5, esta condição permite que as armaduras no seu interior estejam protegidas contra a corrosão. A característica alcalina do interior do concreto forma-se logo após o começo da hidratação do cimento, uma camada microscópica de óxidos, com cerca de 10 nm de espessura, designada por película passiva, que adere fortemente ao aço e que impede a corrosão das armaduras (MIRANDA, 2006).

Essencialmente formada por compostos complexos de ferro e cálcio contendo íons de  $OH$  e  $CO_3^{2-}$ , óxidos de ferro  $Fe_2O_3$ ,  $Fe_3O_4$  e moléculas de água. Estas características impedem o aço de entrar em estado de corrosão, pois a camada protetora desempenha a função de barreira ao contato dos agentes agressivos do meio com a superfície metálica (GOUVEIA, 2010).

A destruição da película passiva leva a possibilidade de ocorrência da corrosão, esta destruição dar-se essencialmente pelos seguintes fatores: diminuição do pH do concreto para valores da ordem de 9, provocada quer pela ação do dióxido de carbono (carbonatação), quer pela lixiviação dos hidróxidos alcalinos pela água, e a presença de íons cloreto junto das armaduras, com concentrações que ultrapassam um certo valor crítico (FERREIRA, 2009).

Segundo Helene (1993) e Odriozola (2007) a corrosão pode desenvolver-se segundo dois mecanismos diferentes:

- a) Oxidação direta ou corrosão seca ocorre na ausência de água e processa-se quando o metal sofre uma elevada temperatura;
- b) Corrosão eletroquímica resultado da formação de pilhas devido a presença de umidade.

O mecanismo de corrosão da armadura no concreto armado é de natureza eletroquímica e, advém do desenvolvimento de uma corrente elétrica entre as zonas anódicas e catódicas com origem no fluxo de elétrons.

O processo de corrosão eletroquímica desenvolve-se através da dissolução do aço em meio aquoso, este caracterizado pela presença de água ou ambiente úmido, com umidade relativa maior que 60%. Há a formação de duas zonas características: zona anódica e zona catódica (TORRES, 2011).

Segundo Gouveia (2010) na zona anódica onde ocorre a dissolução do ferro, com a consequente redução de seção, formam-se íons  $Fe^{2+}$  e liberação de elétrons, movimentando-se ao longo da armadura para a zona catódica. Ao combinar-se com o oxigênio presente na zona catódica, dá origem à formação de íons  $OH$ .

Estes ao percorrerem a solução eletrolítica até o ânodo irão reagir com o íon ferro produzindo a designada ferrugem. São inúmeros os modelos representativos do fenômeno da corrosão apresentados por diferentes autores, todos eles semelhantes na essência ao apresentado na Figura 2.11 (GOUVEIA, 2010).

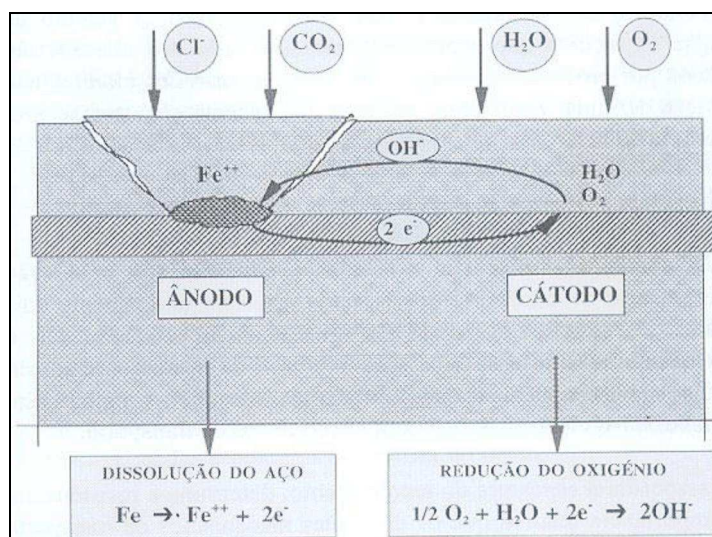


Figura 2.11 – Representação do processo de corrosão das armaduras (GOUVEIA, 2010).

A corrosão através do metal e do eletrólito, entre o ânodo e o cátodo, pressupõe o funcionamento de um circuito fechado. Se o circuito se interrompe em algum de seus pontos, a pilha não pode funcionar e a corrosão se detém (AGUIAR, 2006).

Ressalta-se que é necessário não só considerar se um dado metal está em corrosão ou não, como também considerar a velocidade deste processo, já que a corrosão pode evoluir tão lentamente que seu efeito seja desprezível. No processo corrosivo influem além da natureza do eletrólito, o conteúdo de oxigênio e a resistividade do meio.

## 2.8. Pesquisas Realizadas em Ambiente Marinho

### 2.8.1. Projeto DURACON

O projeto DURACON, durabilidade do concreto, é financiado pelo Programa Ibero-americano de Ciência e Tecnologia para o Desenvolvimento e está voltado para várias

instituições da América Latina. O seu objetivo principal é analisar a durabilidade de concretos expostos as condições ambientais e climáticas reinantes na América Latina, Espanha e Portugal, com ênfase em ambientes marinhos e urbanos.

São mensurados parâmetros eletroquímicos como resistência a polarização, resistividade elétrica do concreto e potenciais de corrosão, bem como parâmetros climáticos como temperatura, precipitação, umidade relativa, concentração de dióxido de carbono, tempo de exposição à umidade, tempo de insolação, etc. (MORENO et al, 2009).

A maior parte dos trabalhos sobre o tema, que compõe o projeto DURACON, caracterizam-se pela exposição de corpos de provas, armados ou não, ao meio ambiente de natureza marinha e urbana. Os corpos de prova são confeccionados com diferentes relações água/cimento, com armaduras de diferentes diâmetros e recobrimento de armadura também variável (BALTAZAR et al, 2007).

O México possui 14 estações de monitoramento do Projeto DURACON, uma delas é a estação de Xalapa, estado de Veracruz, que corresponde a um ambiente urbano. Foram preparados 12 corpos de prova em formato prismático 15 x 15 x 30 cm, sendo 6 de concreto simples e 6 de concreto armado com barras de diâmetro 9,5 mm. As barras foram colocadas nos corpos de prova com recobrimento variável: 1,5; 2,0 e 3,0 cm (BALTAZAR et al, 2007). A Figura 2.12 mostra o detalhe de um corpo de prova utilizado.

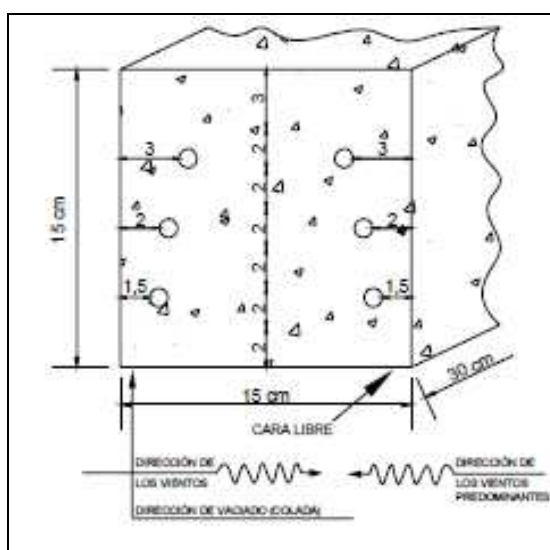


Figura 2.12 – Croqui dos corpos de prova (BALTAZAR et al, 2007).

Após quatro meses de exposição, todos os prismas apresentaram potenciais de corrosão mais positivos que  $-200\text{mV}$  (ASTM C 876-91), o que indica um risco de corrosão de 10%; para as barras no concreto com relação água/cimento = 0,65 e recobrimento de 1,5 , 2,0 e 3,0 cm o comportamento foi homogêneo. Nas barras envoltas em concreto com relação água/cimento equivalente a 0,45, há uma influência do recobrimento (BALTAZAR et al, 2007).

Segundo Vera et al (2008), corpos de provas de concreto armado e não armado, foram expostos em ambiente marinho, cidade de Valparaíso e ambiente urbano, cidade de Santiago, ambas no Chile, durante o período de quatro anos.

O concreto foi fabricado com relação água/cimento de 0,45 e 0,65. Os concretos passaram por uma fase de caracterização mecânica e outra de caracterização física, sendo analisadas a resistência a compressão e tração indireta, módulo de elasticidade; e foram determinadas a resistividade, absorção total, porosidade total, absorção capilar e permeabilidade a cloretos.

Ainda segundo Vera et al (2008), os resultados parciais apontam para uma maior proteção da armadura, em se tratando de meios marinho e industrial, para o concreto com relação água/cimento igual a 0,45, pois apresenta: a) menor porosidade, absorção e resistividade elétrica; b) maior resistência a tração e compressão; e c) menor frente de carbonatação.

### ***2.8.2. Pesquisas envolvendo determinação de teor de cloretos e profundidade de carbonatação***

Romano (2009) desenvolveu pesquisa no litoral do Rio Grande do Sul, foram realizados ensaios químicos para determinar o teor de cloretos em amostras dos corpos de prova colocados em Tramandaí-RS a três distâncias do mar: 50,00 m, 150,00, 800,00 m e outro junto a Lagoa de Tramandaí a 1.500,00 m do mar. Os resultados apontaram para quanto menor a relação água/aglomerante e maior a distância do mar menor é o teor de cloretos que ingressam na estrutura de concreto.

Ainda sobre o estudo de Romano (2009) verificou-se que o uso de cimento CP V ARI com adição de sílica ativa proporcionou uma maior concentração superficial de cloretos, contudo, um menor ingresso no seu interior. Nesta pesquisa, dentro do período de estudo que foi de

oito meses, nenhum concreto apresentou teor de cloreto superior a 0,15 %.

Guimarães, Castagno Jr e Helene (2003) desenvolveram trabalho na cidade de Rio Grande – RS, com vistas a identificar a influência do mar na intensidade do ataque de cloretos. Dois casos foram analisados: a viga de um trecho do paramento do Terminal de Containers - TECON que está situado do Porto da cidade de Rio Grande – RS e uma Torre de Telecomunicações situada a 2.200 m a leste do canal de Rio Grande e a 450 m a norte do mesmo canal.

O concreto do cais TECON apresentou um teor de cloretos livres de 0,07% em relação ao cimento, o que segundo os autores, equivale a 0,4% em relação à massa de cimento e cimento, encontra-se a aproximadamente 26 m. O teor de cloretos livres na superfície deste elemento estrutural é de 0,54% em relação a massa de concreto, o que equivale, para o traço utilizado nessa obra a 3,09% em relação a massa de cimento.

Na ocasião não foi possível determinar o traço utilizado na torre, os autores supõem que a despassivação do aço ocorra entre 0,05% e 0,1 % de cloretos livres em relação à massa de concreto. Dessa forma concluiu-se que o concreto da torre de telecomunicações não apresenta frente de ataque, pois todos os teores são inferiores a 0,05% em relação a massa de concreto. O maior teor de cloretos livres em relação a massa de concreto da superfície da torre foi de 0,02% obtido no lado oeste.

Carvajal et al (2008) realizou um estudo de diagnóstico e reabilitação de um prédio público construído em 1939, em concreto armado, situado a menos de 1 km da zona costeira e dentro de uma zona sísmica no Chile. A estrutura apresentava uma série de patologias, a quantidade de íons cloreto e sulfato no concreto excedeu em 1.000%, a quantidade aceitável segundo a norma chilena. A armadura encontrava-se em estágio avançado de oxidação, inclusive era inexistente em algumas partes da estrutura.

A resistência a compressão diminuiu de 25 MPa a 20 MPa em alguma zonas, nos últimos dez anos, o potencial de corrosão medido apresentou valores de alta probabilidade de corrosão por volta de -500 mV. O trabalho não encontrou viabilidade em realizar um projeto de reabilitação da estrutura, que permita assegurar as condições mínimas de serviço e utilização da edificação, sendo indicado a demolição do prédio.

Pontes et al (2011) desenvolveu pesquisa na Região Metropolitana do Recife com objetivo de avaliar o nível de agressividade marinha em relação a distância ao mar, para tanto mediu o índice de deposição dos cloretos através do método da velas úmida. Conclui que é exponencial a relação da deposição de cloretos com a distância ao mar. Ademais a 400 m do mar o nível de cloretos se reduz significativamente, obtendo valores ínfimos a partir dos 700 m.

Cruz Neto et al (2005) realizou ensaios de profundidade de carbonatação e perfil de cloretos em pilares de uma esteira transportadora de trigo localizada entre os armazéns 9 e 10 do Porto do Recife. Os resultados apontaram profundidades de carbonatação acentuada, inclusive com despassivação das armaduras, nas faces dos pilares voltados para Av. Alfredo Lisboa, posição oeste. Nas regiões voltadas para o mar as espessuras carbonatadas não eram suficientes para despassivar as armaduras.

O teor de cloreto encontrado em qualquer das regiões ainda não era suficiente para despassivar as armaduras, registrou-se ainda elevadas espessuras de recobrimento das peças da ordem de 30 mm.

Barbosa et al (2004) estudou o comportamento do teor de cloretos para edifício localizado em Santos, SP – Brasil, a aproximadamente 700 m da água do mar, onde obteve um valor de Cs de 0,5% em relação à massa de cimento para o andar térreo da estrutura. Por outro lado, ao avaliar o mesmo edifício, este autor obteve um Cs de aproximadamente 0,23 % em relação à massa do cimento para o segundo pavimento, enquanto que para os pavimentos mais elevados os percentuais foram ainda menores.

Pontes (2006) constatou, através de estudo realizado na cidade de Recife, foi apresentado a deposição média de cloretos nas distâncias em relação ao mar de 7 m, 100 m, 160 m, 230 m e 320 m, de tal forma que, se concluiu, respectivamente, 586,27 (mg/m<sup>2</sup>.dia), 297,10 (mg/m<sup>2</sup>.dia), 119,32(mg/ m<sup>2</sup>.dia), 35,85 (mg/ m<sup>2</sup>.dia) e 35,87 (mg/ m<sup>2</sup>.dia). Acrescenta que um dos agentes mais agressivos ao concreto é o íon cloreto presente na atmosfera marinha, transportado pelo ar, podem realizar ataques ao concreto, principalmente, em distâncias de até 400 m do mar, despassivando a armadura e provocando uma corrosão pontual conhecida como pite.

## 2.9. Ensaio Destrutivos e não Destrutivos

### 2.9.1. *Ensaio Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão*

O ensaio Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão normatizado pela ABNT NBR-7584 (2012) é um método não destrutivo, que tem por objetivo avaliar a dureza superficial e a homogeneidade do concreto endurecido, fornecendo elementos para avaliação da sua qualidade.

Segundo Evangelista (2002) advém da década de trinta do século passado, as primeiras tentativas de medir a dureza superficial do concreto. Partiu-se, inicialmente, da utilização de métodos envolvendo medições do retorno de uma bola de aço fixa num pêndulo, ou atirada de uma pistola. A Foto 2.2 mostra o esclerômetro tipo Schmidt.



Foto 2.2 – Esclerômetro de reflexão.

O princípio do ricochete, segundo o qual o retorno de uma massa elástica depende da dureza da superfície onde ela se choca, serviu de base para desenvolvimento do esclerômetro. Esta metodologia de ensaio surgiu em 1948, e foi desenvolvido pelo engenheiro suíço Ernest Schmidt cujo objetivo era medir a dureza superficial do concreto através do princípio do



ricochete ou ressalto, o equipamento ficou conhecido por esclerômetro de Schmidt. Este ensaio ganhou aceitação considerável desde então e as versões mais modernas têm sido utilizadas por todo o mundo, tendo o emprego se estendido a revestimentos, pavimentos, rochas ou pavimentos rodoviários (CASTRO, 2009).

As normas ASTM C805 (2008) e EM 12504-2 (2001) classificam o ensaio de esclerometria como um ensaio de dureza, uma vez que está baseado no princípio que de a reflexão de uma massa elástica, lançada contra uma superfície, depende da dureza superficial desta superfície em análise (GALVÃO, 2009).

Assim, o ensaio mensura a dureza da superfície e não a resistência do material, assumindo que geralmente estas grandezas são diretamente proporcionais (EVANGELISTA, 2002).

O resultado obtido se expressa pelo índice esclerométrico, número de recuo ou número de retorno, medida arbitrária, pois depende da massa e da energia armazenada pela mola do aparelho. Quanto mais brando for o material, maior é a quantidade de energia que ele absorve e menor é a altura do ressalto (GALVÃO, 2009).

Existem 3 tipos de esclerômetros de reflexão: os que se destinam para peças delgadas (tipo L), peças pesadas (tipo M) e peças com dimensões correntes (tipo N), que diferem-se pelo valor da energia de choque,  $0,075 \text{ kg}\times\text{m}$ ,  $3 \text{ kg}\times\text{m}$  e  $0,225 \text{ kg}\times\text{m}$ , respectivamente (CASTRO, 2009)

A NBR 7584 (2012) elenca quatro tipos de esclerômetros que devem ser utilizados de acordo com as características da estrutura e grau de precisão desejado, são eles:

- energia de percussão igual a 30 N.m, indicado para obras de grande volume de concreto;
- energia de percussão igual a 2,25 N.m, com ou sem fita automática, que pode ser utilizado em casos normais, tais como postes e construção de edifícios;

- energia de percussão igual a 0,90 N.m, com ou sem aumento da área da calota esférica da ponta da haste, indicado para concretos de baixa resistência;
- energia de percussão igual a 0,75 N.m, com ou sem fita registradora automática, que é o tipo mais apropriado para elementos, componentes e peças de concreto de pequenas dimensões e sensíveis aos golpes.

### ***2.9.1.1 – Descrição do Funcionamento Mecânico***

Consiste em um sistema massa-martelo, que quando impulsionado por uma mola se choca com a superfície do concreto através de uma haste, com ponta em forma de calota esférica.

A energia do impacto é, em parte, utilizada na deformação permanente provocada na área de ensaio e, em parte conservada elasticamente, propiciando, ao fim do impacto, o retorno do martelo (ABNT NBR 7584, 2012)

Na posição inicial, com o esclerômetro ainda não ativado a mola encontra-se na posição  $\delta_0$ , após manuseio do operador, a mola tensionada apresenta uma deformação  $\delta_i$ , correspondendo a posição inicial, pronta para o disparo.

O impacto da massa contra o concreto ocorre a uma velocidade  $v_i$ , em contrapartida há um repique da massa contra concreto, que termina por estabilizar a mola tensionada na posição  $\delta_r$ .

A Figura 2.13 descreve o funcionamento mecânico de um esclerômetro. O Índice Esclerométrico (IE) é correspondente a:

$$IE = (\delta_r - \delta_0) / (\delta_i - \delta_0) \quad \text{[Equação 2.2]}$$

$\delta_0$  = Deformação em repouso

$\delta_i$  = Deformação da mola tensionada

$\delta_r$  = Deformação após o repique

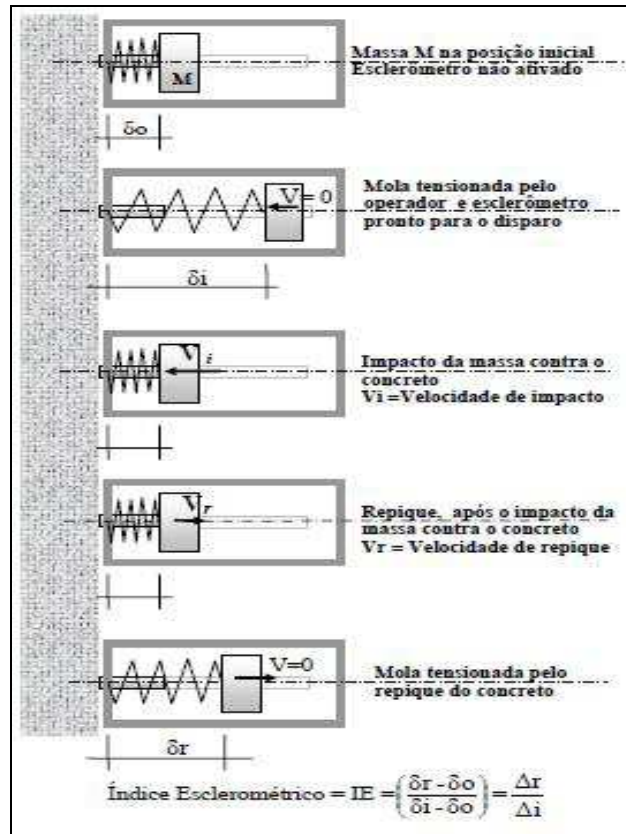


Figura 2.13 – Esquema de Funcionamento Mecânico de um Esclerômetro (EVANGELISTA, 2002).

### 2.9.1.2 – Execução do Ensaio

O esclerômetro deve ser aferido antes de sua utilização ou a cada 300 impactos realizados, para aferição utiliza-se uma bigorna especial de aço. A cada inspeção deverá ser feito pelo menos 10 impactos na bigorna e deve fornecer índices esclerométricos equivalente a 80.

O esclerômetro não poderá ser utilizado devendo ser calibrado quando for obtido índices médios com valores menores que 75. Nenhum índice individual obtido entre os 10 impactos, deve diferir do índice esclerométrico médio de 3.

É necessário preparar a superfície do concreto mantendo-a seca e limpa, com característica preferencialmente plana, irregularidades, rugosidade e curvas devem ser corrigidas no intuito de evitar alteração nos resultados.

Deve-se evitar áreas onde o concreto apresente segregação e exsudação, uma vez que os

resultados apresentarão valores mais baixos para o índice esclerométrico. Ensaios nestas superfícies só podem ser executados, desde que as camadas alteradas sejam removidas e que se consiga, por polimento, uma superfície plana e adequada ao ensaio.

Concretos úmidos e carbonatados devem ser evitados pelo ensaio, uma vez que provocarão alterações sensíveis no resultado final. Contudo, caso seja necessário, estas superfícies devem ser adequadamente preparadas, inclusive aplicando coeficientes de correção que devem ser declarados na apresentação dos resultados. A área onde acontecerá o ensaio deve passar por um polimento enérgico, em movimentos, circulares através da aplicação de um prisma ou disco de carborundum, posteriormente toda poeira e pó devem ser removidos a seco.

A localização do ensaio é de fundamental importância para a obtenção dos resultados, devendo-se manter afastamento de regiões afetadas por segregação, exsudação, concentração excessiva de armadura, juntas de concretagem, etc. É conveniente também evitar base e topos de pilares, regiões inferiores de vigas, quando no meio do vão, e regiões próximas dos apoios. A área a ser ensaiada deve distar pelo menos 5 cm dos cantos e arestas das peças.

Em cada área de ensaio devem ser efetuados no mínimo nove e no máximo dezesseis impactos, para tanto, é necessário desenhar um retângulo, delimitando a área a ser ensaiada, como mostra a Figura 2.14, sendo a distância entre os centros dos pontos de impacto a 3 cm. Cabendo a cada ponto, apenas um impacto. O impacto provocado pelo esclerômetro deve ser aplicado na direção de maior inércia da peça estrutural.

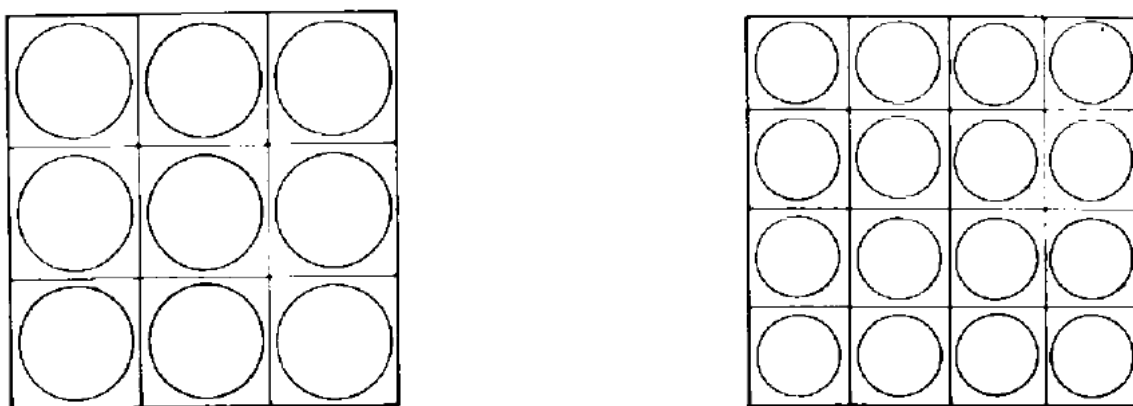


Figura 2.14 – Retângulos com 9 e 16 áreas de impacto (ABNT NBR 7584, 2012).

### 2.9.1.3 – Tratamento dos Resultados

Após a realização do ensaio, calcula-se a média aritmética dos valores dos índices esclerométricos para cada área ensaiada, desprezando-se valores individuais do índice que estejam afastados da média em mais de 10%.

Observa-se que o índice esclerométrico médio seja proveniente de pelo menos cinco valores individuais, em caso de impossibilidade o ensaio dessa área deve ser abandonado. Nenhum dos IE deve diferir em mais de 10% da média final, caso ocorra isso, o ensaio dessa área deve ser abandonado.

Para cada área ensaiada deverá ser calculado o índice esclerométrico médio efetivo (NBR-7584, 2012).

A Tabela 2.6 relaciona o índice esclerométrico médio com a qualidade da cobertura do concreto.

Tabela 2.6 – IE ante a qualidade da cobertura do Concreto (EVANGELISTA, 2002).

<b>Índice esclerômetro médio</b>	<b>Qualidade da cobertura do concreto</b>
> 40	Boa, superfície dura
Entre 30 - 40	Satisfatória
Entre 20 - 30	Ruim
< 20	Fissuras/concreto solto junto à superfície

O esclerômetro deve ser aferido antes de sua utilização ou a cada 300 impactos realizados, para aferição utiliza-se uma bigorna especial de aço. A cada inspeção deverá ser feito pelo menos 10 impactos na bigorna e deve fornecer índices esclerométricos equivalente a 80.

O esclerômetro não poderá ser utilizado devendo ser calibrado quando: Se for obtido índices médios com valores menores que 75. Nenhum índice individual obtido entre os 10 impactos, deve diferir do índice esclerométrico médio de 3. A Figura 2.15 detalha as etapas de execução do ensaio de esclerometria.

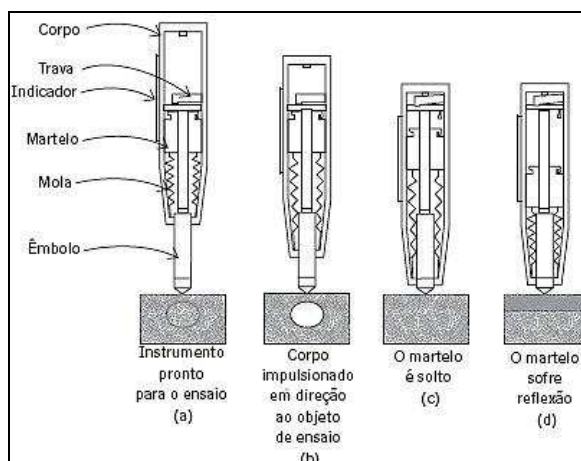


Figura 2.15 – Execução do ensaio de esclerometria (EVANGELISTA, 2002).

Lima e Siqueira (2010) analisaram lajes de concreto de cobertura, realizando 13 ensaios de esclerometria conforme a NBR 1784 (1995), alcançando um índice esclerométrico médio igual a 46, desvio padrão da ordem de 3,0 e um coeficiente de variação equivalente a 6,0%.

Castro (2009) analisou a resistência do concreto à compressão comparando os ensaios de resistência à compressão e esclerometria realizados em corpos de prova. O ensaio de esclerometria foi realizado nas faces laterais e no topo do testemunho. Verificou que a relação entre os dois ensaios é muito variável e constatou que para estimar a resistência à compressão do concreto em um determinado elemento, com o valor obtido na esclerometria, o mais seguro é utilizar a menor relação obtida para os pontos nos quais foi realizada a esclerometria com posterior extração de testemunhos. A Tabela 2.7 relaciona à tensão de ruptura a compressão do concreto em função do índice esclerométrico.

Tabela 2.7 - Relação entre a tensão de ruptura a compressão do concreto em função do índice esclerométrico (EVANGELISTA, 2002).

<b>Índices Esclerométrico</b>	<b>Resistência à compressão (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>
< 20	< 100
20 a 30	100 a 200
30 a 40	200 a 350
40 a 50	350 a 500
> 50	> 500

#### ***2.9.1.4. Aspectos que influenciam os resultados do ensaio***

Segundo a ABNT NBR 7584:1995 alguns fatores podem influenciar os resultados dos ensaios, dentre eles: tipo de cimento, tipo de agregados, tipo de superfície, umidade da superfície, carbonatação, idade, operação do equipamento e outros fatores tais como: massa específica do concreto, esbelteza do elemento estrutural ensaiado, proximidade entre a área de ensaio e uma falha no concreto, estado de tensão do concreto, temperatura do concreto e do esclerômetro, consumo de cimento, tipo de cura, superfícies calcinadas por altas temperaturas.

##### ***a) Tipo de Cimento***

Segundo BS1881:Part202 (1986) e a RILEM NDT3 (1984) apud Evangelista (2002) a interferência para os tipos de cimentos portland na variação dos resultados não ultrapassa 10%, situação diferente ocorre em concretos com cimento aluminoso que podem ter resistência 100% maior do que quando feita a correlação com concretos à base de cimento portland comum. Apresentam alterações significativas também os concretos com cimento supersulfatado, que podem chegar a ter resistência 50% menor do que a correlação para os concretos à base de cimento portland.

O teor de cimento no concreto pode alterar a estimativa de resistência a compressão do concreto em cerca de 10%. Verificou-se também, que para concretos de mesma resistência, a elevação do teor de cimento, diminui o índice esclerométrico. (BS1881:Part202, 1986 apud EVANGELISTA, 2002).

##### ***b) Tipo de Agregado***

Segundo Mehta e Monteiro (2008) o índice de reflexão sofre influência do tipo e da quantidade de agregados, influência essa que se traduz na leitura do índice esclerométrico e posteriormente na correlação para obtenção da resistência do concreto. Inclusive para efeito de corrigir possíveis distorções, é necessário identificar o agregado e elaborar uma curva de calibração específica para o aparelho.

Seguindo a mesma linha de estudo, Neville (1997) preconiza que a dureza superficial do

concreto depende, entre outras coisas, do tipo de agregado utilizado. O índice esclerométrico mensurado através da dureza superficial do concreto, sendo influenciado significativamente, do mesmo modo que a correlação entre IE e resistência à compressão. Para um determinado IE, a resistência à compressão é menor para a correlação feita com o agregado de seixo do que na com o agregado de calcário.

A Figura 2.16, a seguir apresenta um gráfico relacionando resistência a compressão e índice esclerométrico em diversos agregados.

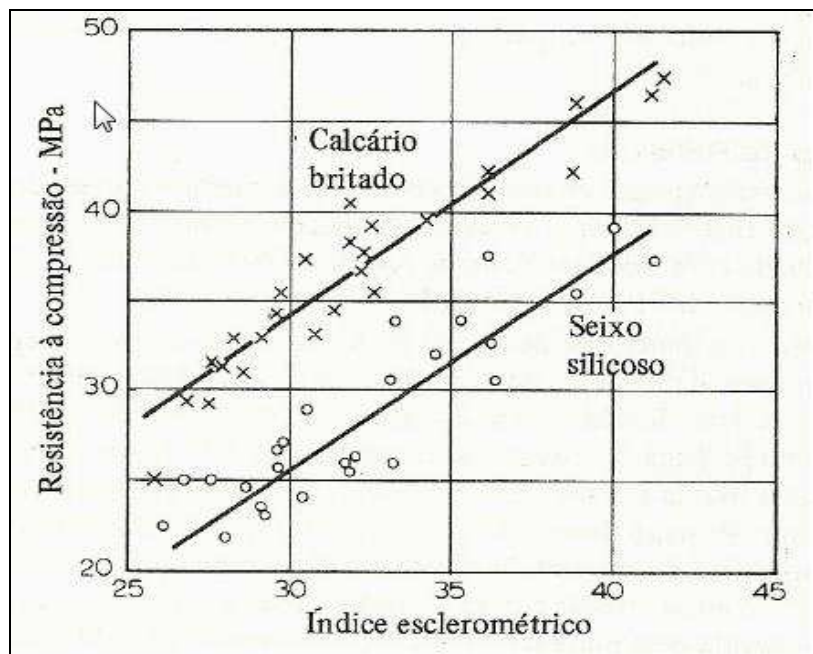


Figura 2.16 – Relação entre resistência a compressão de cilindros de concreto feitos com diversos agregados Ensaio feito nas partes laterais do cilindro com esclerômetro na posição horizontal (NEVILLE, 1997).

### *c) Umidade da Superfície*

Valeijos e Suzuki (2009) moldaram doze corpos de prova, seis passaram pelo processo de cura úmida e foram ensaiados, após 3 horas em contato com as condições ambientais; seis outros permaneceram secos e apresentavam umidade em torno de 3% a 4%. Foram obtidos valores distintos para corpos de provas úmidos e secos. Superfícies úmidas produzem índice esclerométrico mais baixo que superfícies secas, segundo Bungey (1982) apud Mehta e Monteiro (2008), esta diferença poder chegar a 20%.



#### ***d) Carbonatação***

A carbonatação afeta o ensaio e pode alterar os índices esclerométricos para valores mais altos que os valores reais, uma vez que a carbonatação aumenta a resistência do concreto, este efeito é relevante para concretos com idade superior a alguns meses. De acordo com a ABNT NBR 7584 (2012) e ABNT NM 78 (1996) concretos carbonatados podem superestimar os índices esclerométricos em até 50 %, em função da camada de carbonatação (CASTRO, 2009).

#### ***e) Outros Fatores***

Segundo a ABNT NBR 7584 (1995) o ensaio de esclerometria pode ser influenciado, também pelos seguintes fatores: massa específica do concreto, esbelteza do elemento estrutural ensaiado, proximidade entre a área de ensaio e uma falha no concreto, estado de tensão do concreto, temperatura do esclerômetro e do concreto, consumo de cimento, tipo de cura e superfícies calcinadas por altas temperaturas (incêndios).

### ***2.9.2. Profundidade de Carbonatação***

O pH do concreto varia entre 12,6 e 13,5, o que lhe dá uma condição alcalina, e conseqüentemente proteção para as armaduras, valores de pH menores do que 9,0 denotam que houve despassivação da armadura.

A carbonatação é uma das manifestações patológicas que provocam a deterioração do concreto armado. O dióxido de carbono presente no ar penetra pelos poros reage com hidróxido de cálcio e forma o carbonato de cálcio e água, este processo provoca a redução da alcalinidade do concreto. A carbonatação avança na direção paralela a superfície do concreto, acabando por atravessar o cobrimento e despassivar às armaduras, abrindo caminho para a corrosão, desde que haja água e oxigênio suficientes. A taxa de carbonatação depende de vários fatores, principalmente da permeabilidade do concreto e da umidade relativa, quando situada entre 55 e 75%.

Silva e Liborio (2008) através de experimento com vigas em condições de trabalho e corpos de prova, comprovaram que a existência de fissuras funciona como um caminho preferencial para a difusão do dióxido de carbono, e que na região tracionada tem-se maior intensidade de carbonatação e na região comprimida menor.

Os pontos onde serão realizadas as medições passarão por uma criteriosa seleção, de forma a possibilitar comparações entre as diferentes medições. Esta seleção leva em conta o tipo de controle que se pretende fazer e o grau de rigor pretendido. Os elementos estruturais com as superfícies expostas aos agentes ambientais serão objeto de um maior número de medições. Cuidados relacionados ao posicionamento das armaduras, no tocante a evitar possíveis danificações (SILVA, 2010).

Os pontos selecionados serão devidamente identificados e localizados numa planta esquemática da estrutura caso haja necessidade. A profundidade dos furos ou cavidades será superior em, pelo menos, 1 cm, ao recobrimento existente. O procedimento de limpeza correta do furo é essencial para a confiabilidade dos resultados, que ficarão comprometidos se existirem resíduos de pó das zonas interiores não carbonatadas depositados nas zonas que apresentam carbonatação (SILVA, 2010).

Utilizando um borrifador com a solução alcoólica de fenolftaleína, molham-se as superfícies internas do furo de ensaio e observa-se a sua coloração. A zona carbonatada apresenta-se incolor, e a não carbonatada deverá apresentar uma coloração rosada, sendo possível medir a profundidade da frente de carbonatação na transição de uma zona para a outra (Figura 2.17).

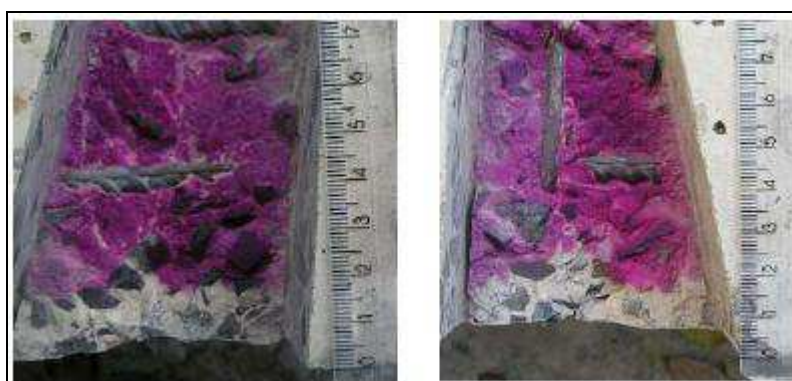


Figura 2.17 – Peça submetida ao ensaio de profundidade de carbonatação (GOUVEIA, 2010).

Este ensaio, classificado como parcialmente destrutivo, é um bom indicador da possibilidade de ocorrência de corrosão das armaduras. A metodologia consiste em realizar um pequeno corte na estrutura, de direção ortogonal a armadura, posteriormente aplica-se a fenolftaleína que indicará através da sua coloração o pH do concreto (Tabela 2.8).

Tabela 2.8 – Relação entre o pH e a situação do concreto (CASTRO, 2009).

<b>pH</b>	<b>Coloração</b>	<b>Situação</b>
< 8,2	Incolor	Carbonatado
9,8	Vermelho	Não Carbonatado

Em relação a determinação da profundidade de carbonatação, um método comum e simples consiste em tratar uma superfície recém rompida de concreto com uma solução de fenolftaleína em álcool diluído.

O  $\text{Ca(OH)}_2$  adquire uma cor rosa enquanto a parte carbonatada não se altera; com o prosseguimento da carbonatação da superfície recém exposta, a cor rosa desaparece gradativamente.

O ensaio é rápido e fácil de ser executado, mas deve ser lembrado que a cor rosa indica a presença de  $\text{Ca(OH)}_2$  mas não necessariamente a ausência total de carbonatação. Na verdade, o ensaio com fenolftaleína é uma indicação do pH (cor rosa para pH maior do que cerca de 9,5) mas não faz distinção entre um pH baixo causado por carbonatação ou por outros gases ácidos.

O ensaio com fenolftaleína não pode ser usado com cimentos aluminosos, pois, esses cimentos não contém cal livre. As técnicas de laboratório, que podem ser usadas para esse tipo de cimento, que determinam a profundidade de carbonatação incluem análise química, difração de raios X, espectroscopia por infravermelho e análise termogravimétrica. (LEMOS, 2006)

### ***2.9.3. Aspersão de Solução de Nitrato de Prata***

O método de Aspersão de Solução de Nitrato de Prata no concreto foi desenvolvido na década de 70 no intuito de determinar a frente de penetração de cloretos em estruturas inseridas em ambiente marinho, é uma alternativa menos dispendiosa ante o ensaio realizado em laboratório. Esta técnica mostra-se válida para a determinação do processo de fixação dos cloretos livres na matriz cimentícia (MOTA, 2011).

Cabe salientar que é ponto pacífico no meio científico que os cloretos livres são os agentes nocivos as armaduras (FRANÇA, 2011)

O método colorimétrico de aspersão de nitrato de prata caracteriza-se como um ensaio de cunho qualitativo para detecção de cloretos livres em concretos, dessa forma limita-se a indicar a presença de cloretos livre e combinados, contudo não faz a quantificação dos mesmos (FRANÇA, 2011).

A solução de nitrato de prata ( $\text{AgNO}_3$ ) quando aspergida em concreto contaminado por cloretos, reage com eles e forma um precipitado branco e floculento de cloreto de prata ( $\text{AgCl}$ ). Há que se destacar que em concretos carbonatados e sem cloretos forma-se um precipitado branco de carbonato de prata. Do que se conclui que o método é sensível aos cloretos e também ao carbonato de cálcio (FRANÇA, 2011).

A ausência de cloretos pode ser detectada quando o nitrato de prata reage com os hidróxidos e forma uma precipitação de coloração marrom de óxido prata (MOTA, 2011).

O procedimento que será aplicado ao presente estudo foi baseado na norma italiana UNI 7928 (1978), que estipula uma solução de nitrato de prata com concentração de 0,1 mol/l, ou seja, 17g de  $\text{AgNO}_3$  para 1 litro de água destilada.

A Tabela 2.9 relaciona a coloração da superfície de concreto com a presença ou ausência de

cloretos livres.

Tabela 2.9 – Designação dos cloretos em relação à superfície do concreto (FRANÇA, 2011).

Coloração da Superfície do Concreto	Designação
Branca	Presença de Cloretos Livres
Marrom	Ausência de Cloretos Livres

A Figura 2.18 representa o esquema de ensaio de aspersão de nitrato de prata realizado em corpos de prova de concreto por Mota (2011).

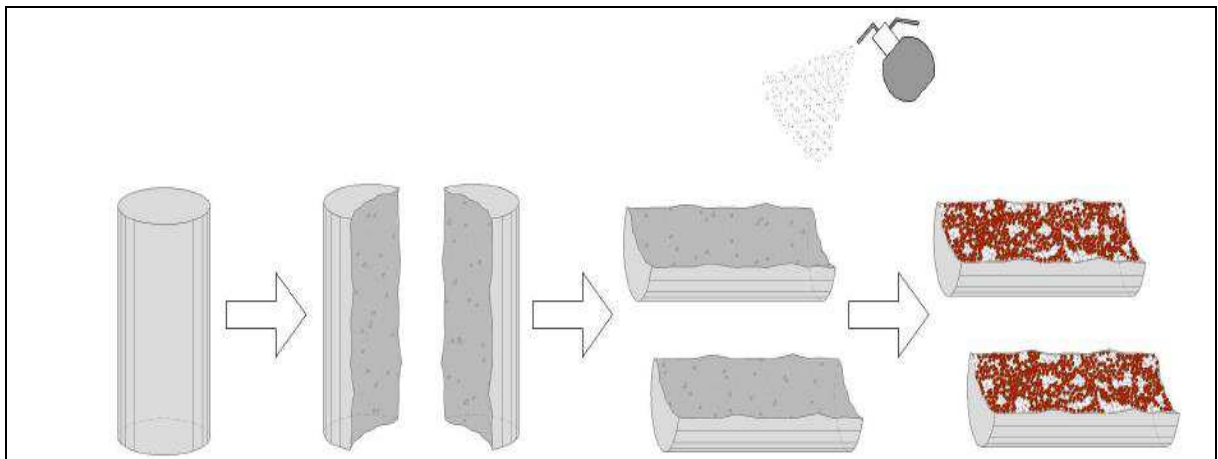


Figura 2.18 - Esquema de ensaio de aspersão de nitrato de prata realizado em corpos de prova de concreto (MOTA, 2011).

#### 2.9.4. Teor de Cloreto no Concreto

Pesquisas revelaram que o concreto é capaz de resistir, sem que haja risco de corrosão, a uma determinada quantidade de íons cloreto. A ABNT NBR 6118 (2007) não especifica qual a quantidade limite de cloretos no concreto, restringe-se a proibir o uso de aditivo para o concreto que contenham cloreto.

Segundo Romano (2009) o meio científico brasileiro aceito o valor de referência 0,40 % como sendo o limite máximo do teor de cloreto em relação à massa de cimento em estruturas de concreto, consoante prescrito nas normas européias. As recomendações britânicas fixam

limites de teor de cloreto em relação à massa do cimento para concretos fabricados com cimento portland.

- a) Baixo risco:  $Cl^- < 0,4\%$  em relação à massa do cimento;
- b) Risco intermediário:  $0,4\% < Cl^- < 1\%$  em relação à massa do cimento;
- c) Alto risco:  $Cl^- > 1\%$  em relação à massa do cimento.

As normas internacionais mostram-se rigorosas quanto a o percentual de íons cloreto em relação à massa de cimento no concreto, contudo existem diferenças significativas entre os diversos países. A Tabela 2.10 resume o teor de cloreto máximo para algumas normas internacionais.

Tabela 2.10 – Teor limite de cloretos para diversas normas (GENTIL, 2007).

Norma	País	Limite máximo de cloreto	Em relação
ACI-318/01	EUA	$\leq 0,15\%$ em ambiente de Cl	cimento
		$\leq 0,3\%$ em ambiente normal	
		$\leq 1\%$ em ambiente seco	
CP-110	INGLATERRA	$\leq 0,35\%$	cimento
AS 3600	AUSTRÁLIA	$\leq 0,22\%$	cimento
NS 3474	NORUEGA	$\leq 0,6\%$	cimento
EH 91	ESPANHA	$\leq 0,4\%$	cimento
EUROCÓDIGO 2	EUROPA	$\leq 0,22\%$	cimento
JSCE-SP 2	JAPÃO	$\leq 0,6 \text{ kg/m}^3$	concreto
NBR 6118/2003	BRASIL	Não se reporta ao teor de cloretos	

Para Silva (2010) a explicação para diferentes valores críticos de íons cloreto no concreto está possivelmente ligada à diversidade dos tipos de aço, de cimento e também da utilização de componentes que contenham cloretos, ainda na fase de fabricação do concreto.

Romano (2009) e Figueiredo (2005) apontam para a dificuldade de fixar um valor de

referência para o teor de cloreto, uma vez que a qualidade do concreto e as condições ambientais podem afetar sensivelmente este valor.

A Figura 2.19 abaixo representa a variação do teor crítico de cloretos em função da qualidade do concreto e da umidade relativa do ambiente.

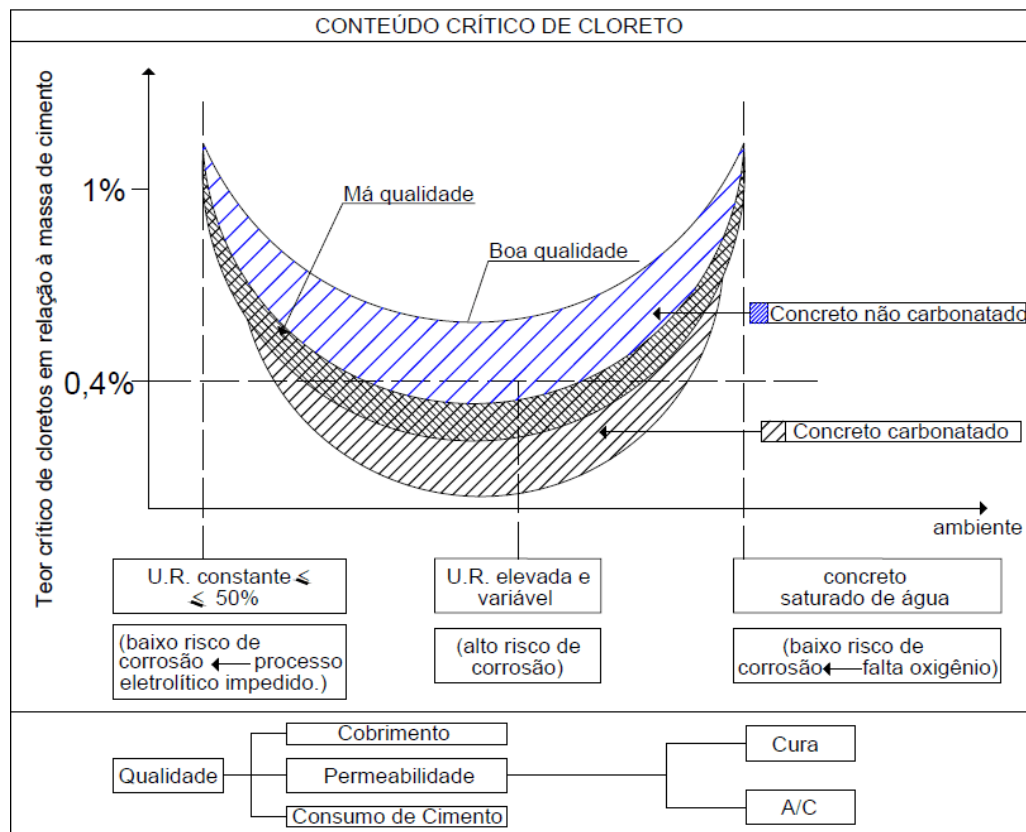


Figura 2.19 – Variação do teor crítico de cloretos em função da qualidade do concreto e da umidade relativa do ar (ROMANO, 2009).

### **3. ESTUDO DE CASO**

#### **3.1. Planejamento do Experimento**

Trata-se de um estudo de caso, no qual a estrutura em análise é o armazém de número seis do Porto do Recife, foram realizados ensaios de esclerometria, profundidade de carbonatação, aspersão solução de nitrato de prata e teor de cloreto no concreto.

O programa experimental foi desenvolvido com base no escopo dos objetivos pretendidos no presente trabalho, no intuito de analisar a degradação de uma estrutura de concreto envolvida em ambiente marinho, urbano e industrial, com vistas a verificar o desgaste apresentado em cada uma das suas fachadas. Buscando identificar possíveis diferenças entre as fachadas provocadas pela distância ao mar e outros aspectos relevantes, para tanto, foram observadas algumas variáveis de interesse e relacionados alguns ensaios.

As condicionantes pré-estabelecidas pela Administração do Porto do Recife foram respeitadas. As especificidades de desenvolver experimentos de campo em zona operacional portuária em atividade, restringiram a quantidade e os tipos de ensaios empregados.

#### **3.2. Variáveis de Interesse**

##### **3.2.1. *Características Geográficas e Climáticas do Recife***

O Recife localiza-se às margens do oceano Atlântico, a cidade possui uma área de 217,49 km<sup>2</sup> e uma população de 1.561.659 habitantes. É a sede da área metropolitana que leva seu nome, Região Metropolitana do Recife e conta com 3,73 milhões de habitantes.

É classificada pelo IBGE como uma metrópole nacional. Em recente estudo do instituto, o Recife aparece como metrópole da quarta maior rede urbana do Brasil em população. Na condição de cidade costeira, Recife está susceptível a ação marinha e é neste ambiente que se encontram vários vetores que podem tornar mais efêmera a vida útil do concreto armado, principalmente através do ataque de agentes de natureza física, biológica e química.



A cidade tem um clima tropical, com alta umidade relativa do ar, sendo a média igual a 79,33% (INMET, 2011), portanto apresenta condições favoráveis para o desenvolvimento do processo de corrosão das armaduras. A Figura 3.1 relaciona a série histórica de umidade relativa do ar em Recife no período de 1960 a 1990.

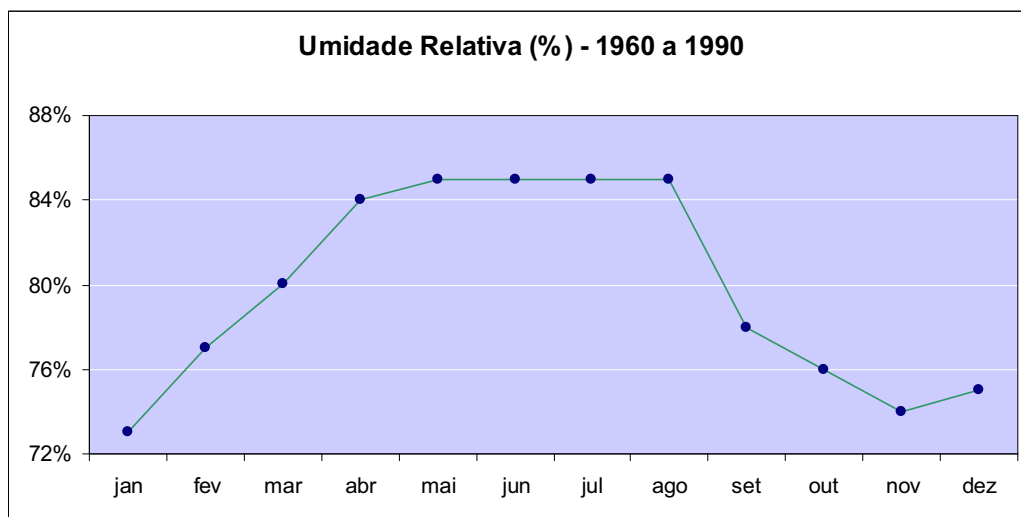


Figura 3.1 – Série histórica – 1960 a 1990 - da Umidade Relativa em Recife (INMET, 2011).

A cidade apresenta temperaturas equilibradas ao longo do ano devido à proximidade com o mar. Janeiro possui as temperaturas mais altas, sendo a máxima de 30 °C e a mínima de 25 °C, sempre com muito sol. A temperatura média anual na cidade de Recife é de 25,2 °C (INMET, 2011). A Figura 3.2 relaciona uma série histórica de temperaturas médias mensais da cidade do Recife.

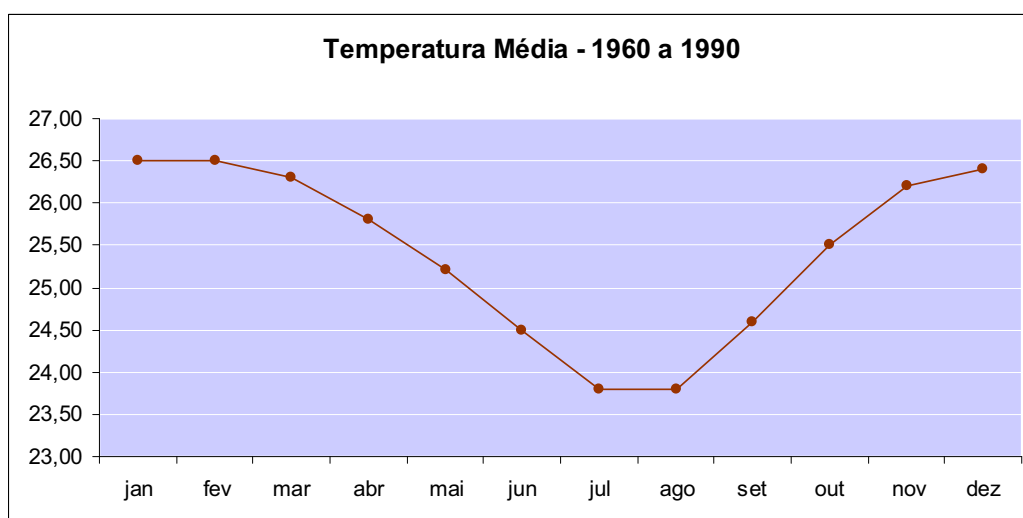


Figura 3.2 – Série histórica – 1960 a 1990 – Temperatura Média (INMET, 2011).

O período chuvoso na capital pernambucana corresponde aos meses de abril, maio, junho, julho e agosto. A precipitação média anual, na cidade de Recife, é da ordem de 2.345,52 mm (INMET, 2011). A Figura 3.3 relaciona uma série histórica de precipitações médias mensais da cidade do Recife durante o período de 1960 a 1990.

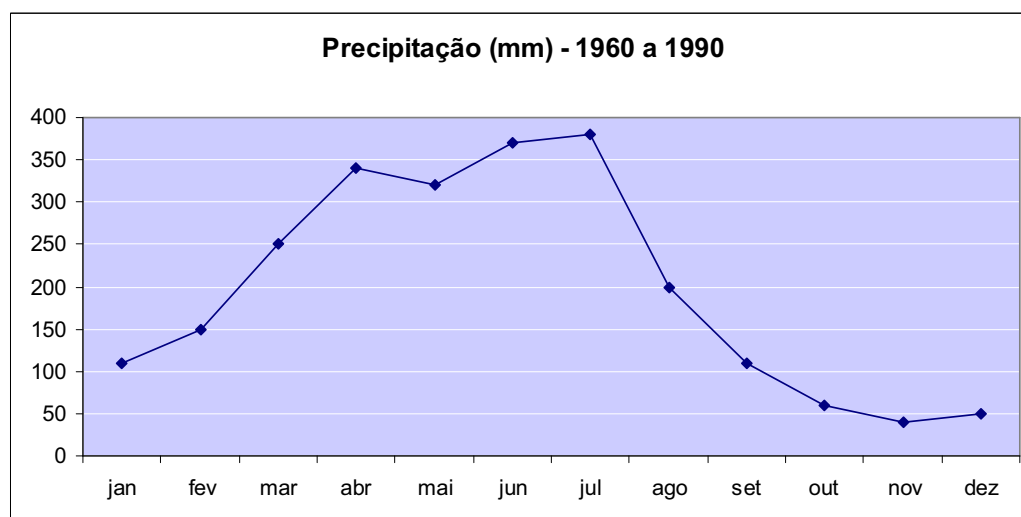


Figura 3.3 – Série histórica – 1960 a 1990 – da Precipitação em Recife (INMET, 2011).

As condições climáticas do Recife mostram-se favoráveis ao aparecimento dos processos agressivos que deterioram o concreto armado. A presença de alta umidade relativa do ar, altas temperaturas e elevadas precipitações, associadas à proximidade do mar criam micro climas com predisposição a corrosão das armaduras.

### **3.2.2. O Porto do Recife**

A história do Porto se interliga com o crescimento e o desenvolvimento da cidade do Recife. Sabe-se que alguns pescadores se estabeleceram no istmo que vinha de Olinda e se alargava em direção ao sul, assim começou a ocupação do Recife. A presença de arrecifes conferia ao local melhores condições de atração de embarcações do que o agitado ancoradouro de Olinda.

O primitivo porto do Recife reunia condições adequadas para o transporte das riquezas de Pernambuco, em especial o açúcar. A invasão holandesa solidificou ainda mais a importância do porto. Em 1643, sob o governo batavo de Maurício de Nassau, o núcleo portuário já se encontrava interligado ao continente através de pontes, fato que contribuiu para transformar o Recife em um grande centro comercial da região, a Foto 3.1 retrata o atual Porto do Recife.



Foto 3.1 – Vista do Porto do Recife, em primeiro plano o Armazém 6.

Disponível em : <<https://maps.google.com.br/maps?q=rua+alfredo+lisboa,+recife&ie=UTF-8&hl=pt-BR>> Acesso em dez. 2012.

Através do Recife eram exportados o açúcar, o fumo, as peles, o algodão, o pau-brasil e outras riquezas produzidas pelas capitanias do Norte e Nordeste. Em contrapartida, ingressava pelo mesmo porto a maior parte dos bens consumidos, não somente no Recife e Olinda como nas mais remotas comunidades rurais do Nordeste, o que fazia movimentar o grande comércio e a pequena navegação de cabotagem, em atividade até a primeira metade do século XX.

Em 1960, iniciaram-se os estudos para implantação de um novo porto, que pudesse abrigar indústrias no seu entorno. Durante a década de 70, foi escolhido o lugar para implantação do futuro porto.

A região escolhida reunia: águas profundas junto à linha da costa, com cerca de 17,00 m de profundidade e a uma distância de 1,20 km do cordão de arrecifes; quebra mar natural formado por arrecifes; extensa área para implantação de um parque industrial e pouca distância da região metropolitana do Recife, era o surgimento do Porto de Suape.

Nos idos de 1986, um incêndio em um navio que transportava combustível no Porto do

Recife, fez o governador, a época, ordenar a transferência das operações de combustíveis para o Porto de Suape.

Em 1991, o Porto de Suape foi incluído na lista dos 11 portos prioritários para o país, e para onde seriam carreados os investimentos em infra-estrutura portuária. Assim se deu a transferência paulatina de importância do Porto do Recife para o Porto de Suape.

Atualmente o Porto do Recife passa por uma intervenção, que tem objetivo modificar a cidade e principalmente o chamado Recife Antigo (Bairro do Recife). A área do porto está dividida em duas: não operacional e operacional.

A área não operacional corresponde a um projeto urbanístico que pretende requalificar o bairro do Recife com a construção de museus, cinema, teatro, complexo de restaurantes e bares, com obras em curso. A área operacional do Porto consolidará uma nova vocação com a construção de um terminal de passageiros, a atracação de navios cruzeiros nacionais e internacionais.

A Foto 3.2 mostra uma maquete do terminal de passageiros, atualmente em construção.



Foto 3.2 – Maquete do terminal de passageiros na área operacional do Porto do Recife.

O transporte de máquinas e automóveis ainda em fase embrionária mostra-se viável, valendo-se de uma vantagem latente do Porto do Recife em relação à Suape, a localização estratégica. Algumas montadoras de veículos firmaram parceria com Governo do Estado, no sentido de utilizar o porto como ponto de distribuição de automóveis, partindo de Recife para todos os estados do Nordeste.

A linha férrea que corta o porto da capital pernambucana passa também por uma recuperação, com a finalidade integrar o modal de transporte marítimo ao ferroviário. O modal mais utilizado atualmente para carga e descarga de navios é o rodoviário, registra-se portanto, grande movimentação de caminhões e carretas no entorno do Porto do Recife.

Existem dois canais de acesso ao Porto, ambos com características naturais. O principal deles, Canal Sul, possui aproximadamente 260,00 m de largura e 3,40 km de extensão, com profundidade de 10,50 m. O outro, denominado Canal Norte, tem pouca largura, cerca de 1.000,00 m de comprimento, e profundidade de 6,50 m, e é utilizado apenas por embarcações de pequeno porte. Atualmente o movimento de cargas do Porto do Recife é composto basicamente por açúcar que representa 37,27% do total de cargas, estes números justificam-se pela histórica produção de açúcar do Estado de Pernambuco. A movimentação de cargas do Porto do Recife durante o ano de 2011 está relacionada na Figura 3.4 abaixo.

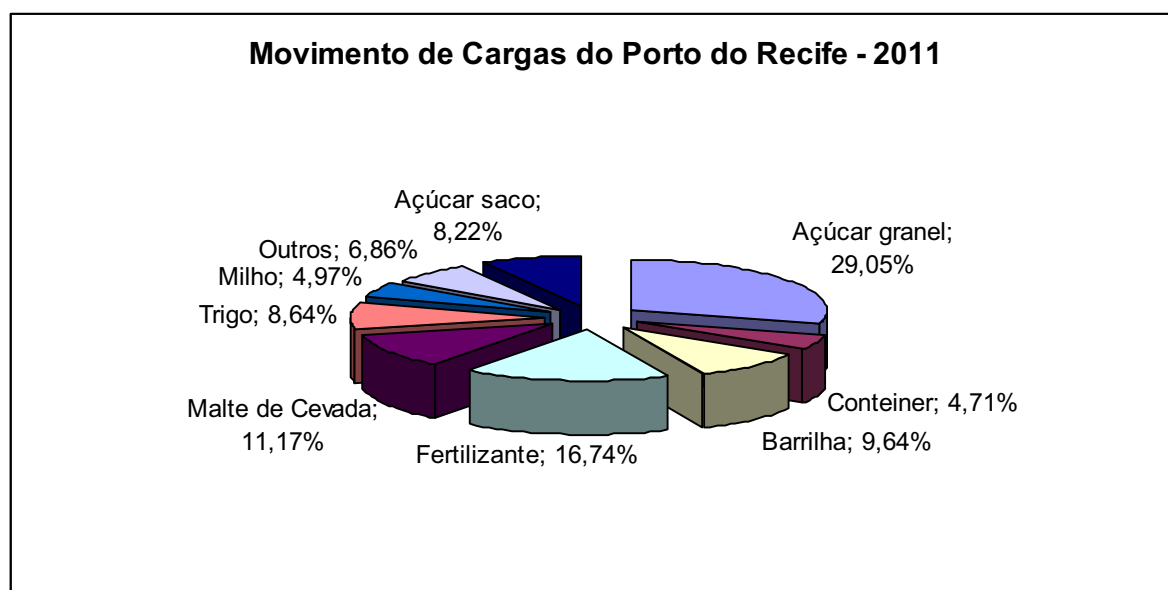


Figura 3.4 – Movimento de cargas no Porto do Recife em 2011.

### 3.2.3. Localização e características da estrutura

O Armazém 6 está situado dentro da área operacional do Porto do Recife, tem uma área de 7.663,84 m<sup>2</sup>, foi construído em 1984, portanto tem 29 anos. Trata-se de uma estrutura na forma de um galpão, edificada com concreto armado, com paredes de vedação em alvenaria de blocos de concreto e coberta em estrutura metálica, notadamente em telhas de alumínio. O piso foi executado em concreto, as paredes são revestidas com uma camada de reboco crego e pintura na cor creme. Os elementos estruturais, pilares e vigas, executados em concreto receberam pintura na cor laranja.

Está situado no cais do porto; em sua frente, a leste está o berço de atracação número 6 com 196,59 m de comprimento; nos fundos, a oeste a Av. Alfredo Lisboa, uma das mais importantes do bairro do Recife Antigo; pela esquerda, ao Norte o Armazém 5 e pela direita, ao Sul o Armazém 7. Na circunvizinhança existe a Fábrica de Alimentos Pilar cuja produção iniciou-se em 1871, na qual, atualmente, há grande movimentação de veículos. A Foto 3.3 mostra a localização do Armazém 6, inclusive com a indicação dos confrontantes.

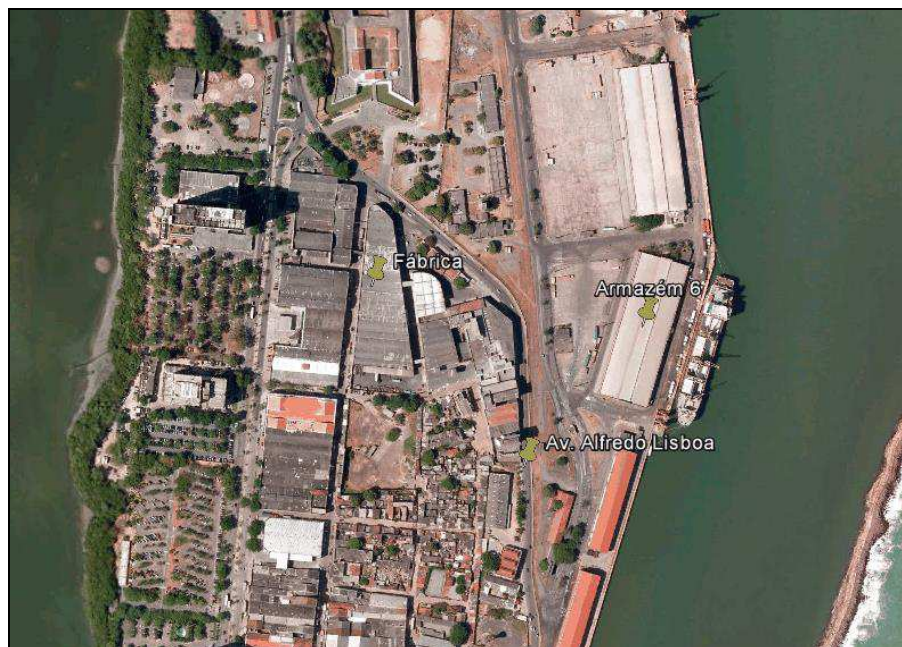


Foto 3.3 – Vista aérea e localização do Armazém 6 do Porto do Recife.

Disponível em : <<https://maps.google.com.br/maps?q=rua+alfredo+lisboa,+recife&ie=UTF-8&hl=pt-BR>> Acesso em dez. 2012.

O armazém dispõe de portões para carga e descarga, estes nas fachadas Leste e Oeste. A

estrutura é composta por 44 pilares dispostos em quatro fachadas, Leste, Norte, Sul e Oeste. A Foto 3.4 faz a representação das quatro fachadas.

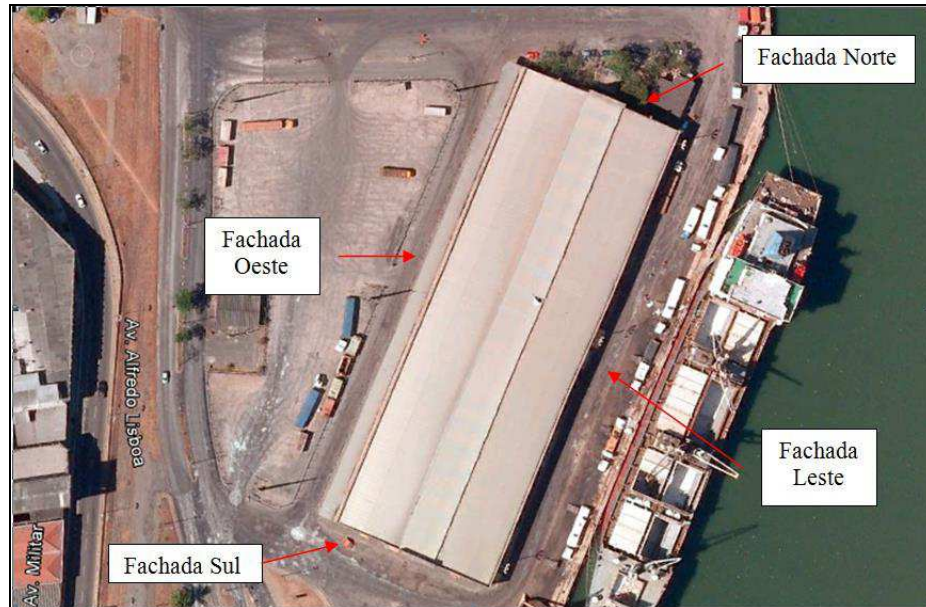


Foto 3.4 – Representação das quatro fachadas do Armazém 6.

Através de pesquisa realizada junto ao acervo da Secretaria do Patrimônio da União, concluiu-se que o terreno onde foi edificado o Armazém 6 foi consolidado a partir de um aterro e/ou recuo do mar, o qual é denominado terreno acrescido de marinha. A evidência deste fato vem da análise da Foto 3.5 abaixo.

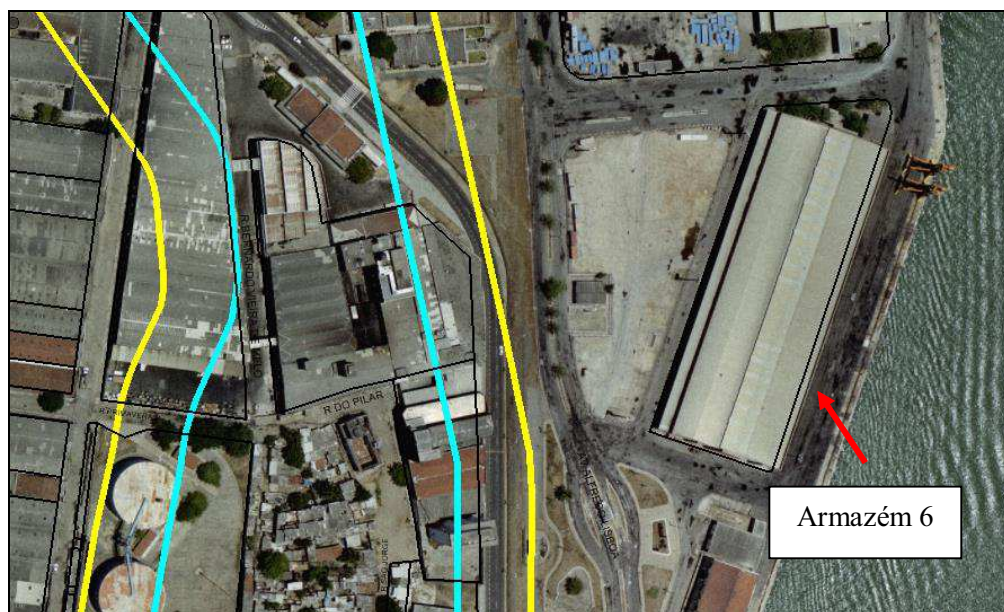


Foto 3.5 – Localização do Armazém 6 e da Linha de Preamar Média.

A linha amarela corresponde a Linha de Preamar Média (LPM) do ano de 1831, significa dizer que a maré cheia atingia o limite da linha amarela no respectivo ano. Nesta época o terreno onde estava edificado o Armazém 6 fazia parte do mar, e muito provavelmente surgiu após obras de ampliação do Porto do Recife. O Armazém 6 foi construído em 1984, durante os seus 29 anos de idade, o armazém estocou principalmente açúcar, uma vez que o estado de Pernambuco figura entre os maiores produtores.

Na ocasião em que foram realizados os trabalhos parte da estrutura encontrava-se interditada, inclusive com sinalizações para o risco de queda de materiais que se desprendiam da edificação.

### **3.2.3.1. Fachada Leste**

A Fachada Leste com cerca 150 m é composta pelos pilares: P23 (face leste), P24, P25, P26, P27, P28, P29, P30, P31, P32, P33, P34, P35, P36, P37, P38, P39 (face leste) e P44; situava-se por trás do cais do porto a uma distância de 23 m do Berço de Atracação 6. É por esta fachada que são realizadas as operações de carga e descarga dos navios atracados no Berço 6. A Foto 3.6 retrata a fachada o perfil da fachada Leste do Armazém 6.



Foto 3.6 - Fachada Leste do Armazém 6.



### **3.2.3.2. Fachada Norte**

A Fachada Norte com cerca de 50 m de extensão é composta pelos Pilares: P18 (face norte), P39 (face norte), P40, P41, P42 e P43. Esta fachada encontra-se próxima, cerca de 1,50 m, a outras duas edificações: banheiros e subestação elétrica, o pilar inicial fica a uma distância de 24,70 m do mar, enquanto que o último pilar, na direção oeste, dista 74,70 m do mar. A Foto 3.7 retrata o perfil da Fachada Norte.



Foto 3.7 – Vista da Fachada Norte.

### **3.2.3.3. Fachada Sul**

A Fachada Sul com cerca de 51,80 m de extensão é composto pelos pilares: P1 (face sul), P19 a P23 (face sul). A Fachada Sul encontra-se a uma distância de 30 m do Armazém 7, não havendo, portanto, nenhum anteparo contra a ação direta da névoa salina.

Na ocasião da realização dos ensaios havia restrição de circulação de pedestre na calçada da Fachada Sul do Armazém 6. Três pilares apresentavam extensa área de armadura exposta,

estas áreas localizadas na parte superior do elemento, sendo assim era iminente o risco de queda pedaços de concreto provocado pelo desprendimento da camada de recobrimento pilares.

A Foto 3.8 retrata o panorama da Fachada Sul, inclusive identificando a área interdita com cavaletes e faixa de segurança.



Foto 3.8 – Fachada Sul, dois cavaletes isolam a área com risco de queda de material.

#### ***3.2.3.4 Fachada Oeste***

A Fachada Oeste com cerca 150 m é composta pelos pilares: P1 a P18. A Fachada Oeste estava situada a 76,28 m do mar, confrontava-se com uma rua interna do Porto do Recife e estava a aproximadamente 90 m da Av. Alfredo Lisboa, uma importante artéria do Bairro do Recife. Era circundada e conseqüentemente protegida por uma marquise confeccionada em estrutura metálica, telhas e mão francesa em alumínio.

Ressalta-se que a própria edificação funcionava como anteparo para a Fachada Oeste, evitando assim contato direto entre a névoa salina e as peças de concreto armado.

O tráfego de caminhões resultado da movimentação de carga é todo realizado por trás da Fachada Oeste. A Foto 3.9 mostra o perfil da Fachada Oeste.



Foto 3.9 – Fachada Oeste, marquise em alumínio e o tráfego de caminhões.

### **3.3. Parâmetros normativos vigentes**

#### ***3.3.1. Classe de Agressividade Ambiental do Porto do Recife***

O micro clima do Porto do Recife apresenta a ação da névoa salina, inclusive com zonas de respingo de maré, dependendo da época do ano. Considera-se importante o registro de uma fábrica de alimentos nas proximidades, bem como movimentadas avenidas do centro que se confronta com a área do Porto.

O tráfego interno, na zona operacional, é realizado através de transporte rodoviário, contribuindo para a incidência de dióxido de carbono sobre as estruturas em concreto.

Estas condições concorrem para classificar a agressividade ambiental no local como classe IV, na qual a agressividade é muito forte, principalmente por estar numa zona de respingo de

maré, associado a isso a presença de indústria nas proximidades, estabelecendo um elevado risco de deterioração da estrutura. A presente classificação segue o especificado na ABNT NBR – 6118 (2007), conforme Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Classes de Agressividade Ambiental (NBR 6118, 2007).

Classe de Agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito Forte	Industrial Respingos de maré	Elevado

### 3.3.2. Resistência à compressão do concreto

Não foi possível a identificação precisa da resistência à compressão característica do concreto utilizado na estrutura, as plantas analisadas durante a pesquisa não traziam esta informação, bem como, nenhum funcionário pode esclarecer com precisão o valor.

O recurso mais indicado seria a extração de testemunho da pilares para posterior rompimento, contudo houve vedação a este procedimento, por parte da administração do Porto do Recife, sendo esta uma das condições imposta por parte da administração portuária para realização dos ensaios.

Recorreu-se então, a informações profissionais que militaram na época e a trabalhos técnicos realizados no local em estruturas contemporâneas ao Armazém 6. Trabalho técnico realizado em estruturas próximas ao Armazém 6, dentro da área operacional do Porto do Recife, evidenciou que o concreto utilizado tinha 18 MPa de resistência característica à compressão do concreto, estas estruturas com idade aproximada de 29 anos, similar a idade do Armazém 6.

Segundo profissionais que atuaram na década de 80 o concreto utilizado nas obras da região de Recife não ultrapassavam 20 MPa, na época, informação que vem a corroborar os resultados obtidos no trabalho técnico realizado.

A ABNT NBR-6118 (2007) aponta para a utilização de um concreto de classe  $\geq C40$  e relação água/cimento em massa  $\leq 0,45$  caso a estrutura fosse executada atualmente, conforme Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Correspondência entre classe de agressividade e relação água cimento e classe do concreto (NBR 6118, 2007).

Concreto	Tipo	Classes de Agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953:2011)	CA	$\geq C20$	$\geq C30$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

### 3.3.3. Espessura de Cobrimento

A espessura de cobrimento exigida pela norma em vigor para uma estrutura envolta em uma situação de agressividade ambiental Classe IV, deve obedecer às especificações da Tabela 3.3 abaixo.

Tabela 3.3 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal (NBR 6118, 2007).

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto Protendido	Todos	30	35	45	55

Os pilares da estrutura, objeto do presente trabalho, caso fossem projetados hoje, deveriam atender a norma vigente, que especifica o cobrimento dos pilares igual ou superior a 5 cm.

### 3.4. Realização da Inspeções Preliminar e Detalhada

A premissa básica para realização do trabalho era que os ensaios não poderiam atrapalhar a dinâmica operacional do Porto, nem muito menos se deixar influenciar por ela, haja vista que

o armazém em análise encontrava-se em condições de operação, tendo apenas uma parte interdita, o mesmo aconteceu com o berço de atracação a sua frente, que durante o período de estudo, recebeu vários tipos de navios. No decorrer da realização dos trabalhos de campo, iniciaram-se as obras de recuperação do Armazém 6, fato que não veio a perturbar os procedimentos, contudo impossibilitou que os ensaios fossem refeitos.

A escolha dos ensaios mostrou-se fundamental, a correspondência e interação entre os resultados convergiu para um diagnóstico da ação do meio ambiente na degradação da estrutura de concreto, além do que, viabilizaria o conhecimento das idiosincrasias entre as fachadas do armazém.

Iniciou-se o trabalho com a inspeção preliminar e em seguida a inspeção detalhada: a avaliação de dureza superficial através do esclerômetro de reflexão, a profundidade de carbonatação, a aspersão de nitrato de prata e o teor de cloreto no concreto, os três primeiros realizados no campo e o último realizado em laboratório de empresa contratada pela Universidade de Pernambuco.

#### ***3.4.1. Inspeção Preliminar***

Consistiu em uma vistoria geral da edificação, seguida por uma vistoria minuciosa em cada um dos pilares. Inicialmente foi realizado um ensaio fotográfico completo que contemplou todos os pilares, paralelamente, elaborou-se uma tabela, na qual cada sintoma encontrado foi devidamente registrado.

A tabulação dos dados possibilitou mensurar a frequência de aparecimento das principais manifestações patológicas em porcentagem, tanto por fachada como em relação ao todo da estrutura. Estes dados subsidiaram a elaboração de gráficos, portanto, conseguiu-se obter o tipo de manifestação patológica mais frequente em cada uma das fachadas e na estrutura como um todo.

#### ***3.4.2. Avaliação de dureza superficial através do esclerômetro de reflexão***

A retirada de testemunhos da estrutura para posterior rompimento e conhecimento da

resistência à compressão do concreto foi vetada pela administração do Porto do Recife. A alternativa mais viável foi a realização da avaliação de dureza superficial através do esclerômetro de reflexão.

Embora haja discussão sobre a validade do ensaio de esclerometria, principalmente no que diz respeito à determinação da resistência à compressão, este pode ser utilizado para determinar a dureza superficial e identificar possíveis deslocamentos da camada de cobrimento ocasionados pelo processo de corrosão das armaduras. Nestes casos o índice esclerométrico é menor que 20, fato que impossibilita a realização do ensaio. A Foto 3.10 mostra o desenho da malha no pilar submetido ao ensaio.



Foto 3.10 – Desenho da malha no pilar a ser ensaiado.

Foram ensaiados oito pilares: P1, P4, P10, P15, P18, P19, P25 e P33, o esclerômetro foi aplicado em seis pontos com distância entre pontos de 30 cm, a uma altura de 1,5 m do nível do terreno. Os resultados foram tratados com vistas à Tabela 3.4 que relaciona o índice esclerométrico médio com a qualidade da cobertura do concreto, e a determinação da resistência à compressão do concreto através do ábaco do esclerômetro.

Tabela 3.4 - IE ante a qualidade da cobertura do Concreto (EVANGELISTA, 2002).

<b>Índice esclerômetro médio</b>	<b>Qualidade da cobertura do concreto</b>
> 40	Boa, superfície dura
Entre 30 - 40	Satisfatória
Entre 20 - 30	Ruim
< 20	Fissuras/concreto solto junto à superfície

### 3.4.3. Profundidade de Carbonatação

A determinação da profundidade de carbonatação mostrou-se essencial para o entendimento do mecanismo de despassivação das armaduras, além de corresponder a uma das principais causas da corrosão de armaduras.

Foram selecionados oito pilares para realização do ensaio: P4, P9, P10, P19, P24, P33, P40 e P43. Excluiu-se da amostra, os pilares que apresentavam grande extensão de armadura exposta, indicando, portanto, que o processo de corrosão de armadura encontrava-se em avançado estágio.

As aberturas nos pilares foram realizadas de modo que a profundidade do furo ultrapassasse em aproximadamente 1 cm o revestimento existente. Utilizando um borrifador com a solução alcoólica de fenolftaleína, molhou-se as superfícies internas do furo de ensaio e observa-se a sua coloração.

A zona carbonatada apresentava-se incolor, e a não carbonatada apresentou uma coloração rosada, sendo possível medir a profundidade da frente de carbonatação na transição de uma zona para a outra, com o auxílio de um paquímetro.

A Foto 3.11 mostra a coloração do concreto após a aplicação da solução de fenolftaleína.

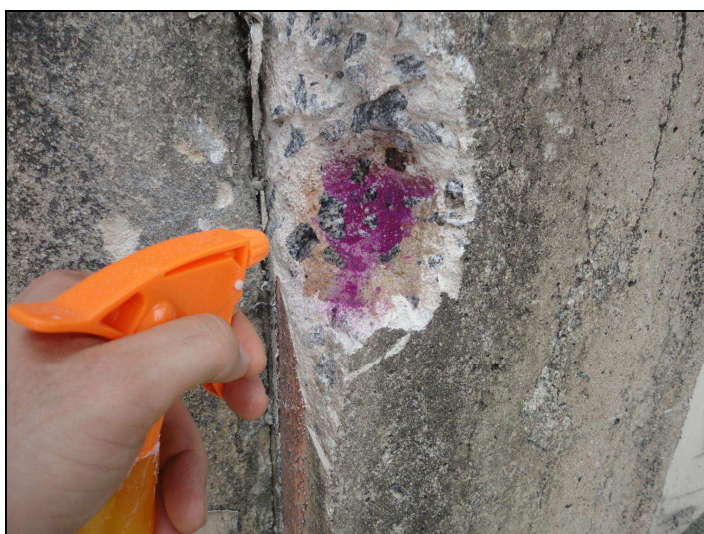


Foto 3.11 – Concreto após receber a aplicação da solução de fenolftaleína.



#### 3.4.4. *Aspersão de solução de nitrato de prata*

Foram selecionados oito pilares para realização do ensaio de aspersão de Nitrato de Prata: P4, P9, P10, P19, P24, P33, P40 e P43. A solução de Nitrato de Prata com concentração de 0,1 mol/l, que corresponde a 17g de  $\text{AgNO}_3$  para 1 litro de água destilada foi aplicado nas peças. O resultado esperado é a coloração esbranquiçada correspondendo a um precipitado de cloreto de prata que indica a presença de cloretos livres no concreto. A Foto 3.12 corresponde a um pilar ensaiado com a solução de Nitrato de Prata.



Foto 3.12 – Concreto após aplicação de solução de nitrato de prata.

#### 3.4.5. *Teor de Cloreto*

A proximidade do mar, garante ao micro clima do Porto do Recife, uma névoa salina carregada de íons cloreto, entretanto era necessário saber se os cloretos adentravam no concreto e se tinham contribuição definitiva na despassivação das armaduras.

Há que se considerar que os pilares, analisados no presente estudo, apreventavam condições de exposição diferentes. As fachadas leste, principalmente, e sul estavam susceptíveis a ação agressiva dos íons cloreto, uma vez que não havia sobre elas nenhuma proteção do tipo anteparo, que dissipasse a névoa antes do contato com a estrutura. Condição diferente das fachadas norte, protegida por duas construções de pequeno porte nas proximidades, e oeste protegida pelo próprio Armazém 6. Estas diferentes condições de exposição foram consideradas na execução do ensaio.

A realização do ensaio de teor de cloreto divide-se em duas etapas. A primeira consiste em retirar dos pilares selecionados uma amostra de concreto no campo e posteriormente submeter esse concreto ao ensaio de laboratório descrito através da norma ASTM C1152 (2004). A Foto 3.13 revela as amostras de concreto colhidas em campo e encaminhadas ao laboratório.



Foto 3.13 – Identificação da amostra de concreto dos pilares para encaminhamento ao laboratório.

Os resultados apresentados evidenciam o percentual de cloretos em relação à massa do concreto. A inexistência de normatização nacional sobre o tema em apreço, fez com que fosse necessária a utilização de normas internacionais. A maioria das normas internacionais relaciona o teor de cloretos recomendado no concreto com a massa de cimento, como mostra a Tabela 3.5 abaixo.

Tabela 3.5 – Teor crítico de cloretos recomendado no concreto (GENTIL, 2007).

Norma	País	Limite máximo de cloreto	Em relação
ACI-318/01	EUA	$\leq 0,15\%$ em ambiente de Cl	cimento
		$\leq 0,3\%$ em ambiente normal	
		$\leq 1\%$ em ambiente seco	
CP-110	INGLATERRA	$\leq 0,35\%$	cimento
AS 3600	AUSTRÁLIA	$\leq 0,22\%$	cimento
NS 3474	NORUEGA	$\leq 0,6\%$	cimento
EH 91	ESPANHA	$\leq 0,4\%$	cimento
EUROCÓDIGO 2	EUROPA	$\leq 0,22\%$	cimento
JSCE-SP 2	JAPÃO	$\leq 0,6 \text{ kg/m}^3$	concreto
NBR 6118/2003	BRASIL	Não se reporta ao teor de cloretos	

A transformação do percentual de teor de cloreto em relação à massa do concreto para o percentual do teor de cloreto em relação à massa de cimento deu-se através da expressão abaixo:

$c$ : consumo de cimento para fabricação do concreto

$\gamma_{\text{concreto}}$ : massa específica do concreto

$r$  : relação entre o consumo de cimento e a massa específica do concreto

$c = 320 \text{ kg/m}^3$  (adotado conforme referencial teórico)

$\gamma_{\text{concreto}} = 2.350 \text{ kg/m}^3$  (adotado conforme referencial teórico)

$$r = c / \gamma_{\text{concreto}} \rightarrow r = 7,34$$

Corresponde a dizer que o percentual de cloretos em relação à massa de cimento é 7,34 vezes superior ao percentual de cloretos em relação à massa de concreto. O estabelecimento desta relação possibilita o emprego das normas internacionais para análise do caso em apreço.

## 4. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

### 4.1. Inspeção Preliminar

As condições pré-estabelecidas pela administração do Porto do Recife para realização do experimento restringiram a análise, a parte externa da estrutura, por encontra-se em funcionamento, não foi autorizada a entrada no interior do armazém.

Inicialmente foi realizada uma vistoria na parte externa do armazém, com vistas a determinar as principais manifestações patológicas presentes na edificação, através da identificação dos sintomas característicos. O armazém foi dividido em quatro fachadas: Leste, Oeste, Norte e Sul, em cada uma delas procederam-se a inspeção preliminar.

Quatro foram às principais manifestações patológicas identificadas: armadura exposta, fissuras de corrosão, presença de bolor e estribos rompidos. Na etapa seguinte, chamada resultados quantitativos, a análise deu-se de forma individual, portanto, cada um dos 44 pilares teve registrado as suas principais manifestações patológicas. A quantificação da incidência destas manifestações proporcionou a tabulação dos resultados em gráficos de forma total, considerando todo o Armazém 6 e de forma isolada por fachada.

#### 4.1.1. *Fachada Oeste*

A Fachada Oeste com cerca 150 m era composta pelos Pilares: P1 a P18; estava a uma distância de 74,70 m do mar, mostrava-se protegida por uma marquise de estrutura metálica, telhas e mão francesa em alumínio, esta condição garantiu a estrutura uma menor exposição direta a chuva. Isto pode ser comprovado pela tinta original, de tonalidade laranja, que ainda mantinha-se preservada na maior parte dos pilares, principalmente na região abaixo da marquise, uma vez que a região acima desta mostrava-se sem pintura e com presença de bolor.

A mesma condição era verificada na alvenaria de vedação, esta na tonalidade creme. Outra finalidade dada à marquise era a utilização como abrigo de estacionamento pelos caminhões que operavam na área operacional do porto.

O tráfego de veículos se dava por trás da Fachada Oeste, ocorria também atividade de carga e descarga através dos três portões lá instalados. A Foto 4.1 apresenta o panorama da Fachada Oeste, inclusive com a marquise de alumínio e a área de tráfego de grandes veículos.



(a)



(b)

Foto 4.1 – (a) Marquise de alumínio que circunda a Fachada Oeste do Armazém 6 e (b) detalhe de veículos estacionados sob a marquise.

Teoricamente, a névoa salina formada principalmente através do impacto da quebra das ondas nos arrecifes de proteção do Porto incide em menores proporções na Fachada Oeste, dada sua localização (Foto 4.2).



Foto 4.2 – Localização da Fachada Oeste.

Esta fachada está menos exposta a ação direta da névoa salina, tomando como pressuposto de comparação a ação da névoa salina verificada na Fachada Leste, isto porque, a própria estrutura do armazém funciona como um anteparo, o que poderia contribuir para minimizar os efeitos da agressividade do meio ambiente na estrutura.

Pequena parte dos pilares mantinha-se preservados, sem presença de fissuras e de armaduras expostas, enquanto que a maioria apresentava sinais de degradação, sendo as fissuras vistas com maior incidência. As fissuras encontradas eram predominantemente de corrosão, caracterizadas por ter direção paralela as da armadura principal (longitudinal).

A localização das fissuras de corrosão variavam de acordo com o elemento, contudo, dois eram os lugares mais freqüentes: junto a mão francesa que suportava a marquise, na parte superior do pilar e na base do pilar junto ao piso, conforme mostra a Foto 4.3.



(a)



(b)

Foto 4.3 – (a) Pilar apresentando fissura de corrosão na região superior e (b) detalhe da fissura de corrosão paralela a armadura longitudinal na parte inferior.

O Armazém 6 possuía um sistema de captação de água pluviais, através de calhas que captavam a água da chuva e transportavam-na até os tubos de queda, estes embutidos na alvenaria de vedação com saída lateral rente aos pilares.

Ao longo da fachada puderam ser vistas algumas destas saídas do sistema de águas pluviais, estas se localizavam a aproximadamente 20 cm do nível do piso e com afastamento lateral rente aos pilares, como pode ser visualizado através da Foto 4.4.



(a)

(b)

Foto 4.4 – (a) Saída do tubo de queda de água pluvial rente ao pilar e (b) Pilar apresentando armadura exposta e fissuras de corrosão.

Os poucos registros de armadura exposta verificados nesta fachada, apresentavam uma peculiaridade, estavam situados próximos as saídas de águas pluviais. Estas saídas de águas pluviais provocavam na parte inferior destes pilares uma situação diferente do restante do elemento, se a parte acima do tubo era protegida contra a chuva pela marquise, a parte de baixo recebia grande quantidade de água e consequentemente maior umidade, sendo assim estava submetida a ciclos de molhagem e secagem. Provavelmente, deve-se a esta condição de exposição, o avanço do processo de corrosão das armaduras nas regiões próximas ao tubo de saída das águas pluviais. Não se verificou manifestações patológicas nas vigas de bordo que se encontravam abaixo da marquise e no nível da mão francesa.

#### **4.1.2. Fachada Norte**

A Fachada Norte com cerca de 51,80 m de extensão era composta pelos pilares: P18 (face norte), P39 (face norte), P40, P41, P42 e P43; o pilar inicial (P39) ficava a uma distância de

24,70 m do mar, enquanto que o último pilar (P18) na direção oeste, encontrava-se a 74,70 m do mar. A Foto 4.5 retrata o perfil da Fachada Norte.



Foto 4.5 - Panorama da Fachada Norte.

Esta fachada encontrava-se próxima, cerca de 1,50 m, a outras duas edificações: banheiros e subestação de energia elétrica. A Foto 4.6 mostra a subestação elétrica e os banheiros tendo ao lado direito a Fachada Norte.



(a)



(b)

Foto 4.6 – (a) Subestação de energia elétrica e (b) banheiros ambos próximos a Fachada Norte.

As duas construções de menor porte garantiam proteção a parte dos pilares da Fachada Norte,



uma vez que serviam de anteparo para a ação direta da névoa salina. A situação da Fachada Norte em relação ao mar e as duas construções adjacentes está representada na Foto 4.7.



Foto 4.7 – Situação da Fachada Norte.

O Pilar P39 localizado no vértice entre as Fachadas Leste e Norte, apresentava maior grau de deterioração ante os demais pilares da Fachada Norte, este possuía fissuras de corrosão e pontos extensos de armadura exposta, embora não se tenha evidenciado perda considerável de seção da armadura. A localização das manifestações patológicas era, principalmente, na parte inferior do elemento estrutural, como exibe a Foto 4.8.



(a)



(b)

Foto 4.8 – (a) Vista geral do Pilar P39 e (b) detalhe da corrosão das armaduras nas faces do Pilar P39.

O Pilar P40 encontrava-se protegido pelo prédio da subestação de energia elétrica, distante cerca de 1,50 m, não apresentava armadura exposta, apenas exibia fissuras características de corrosão de armaduras e uma pequena parte da sua área foi atingida pelo bolor, como evidencia a Foto 4.9.

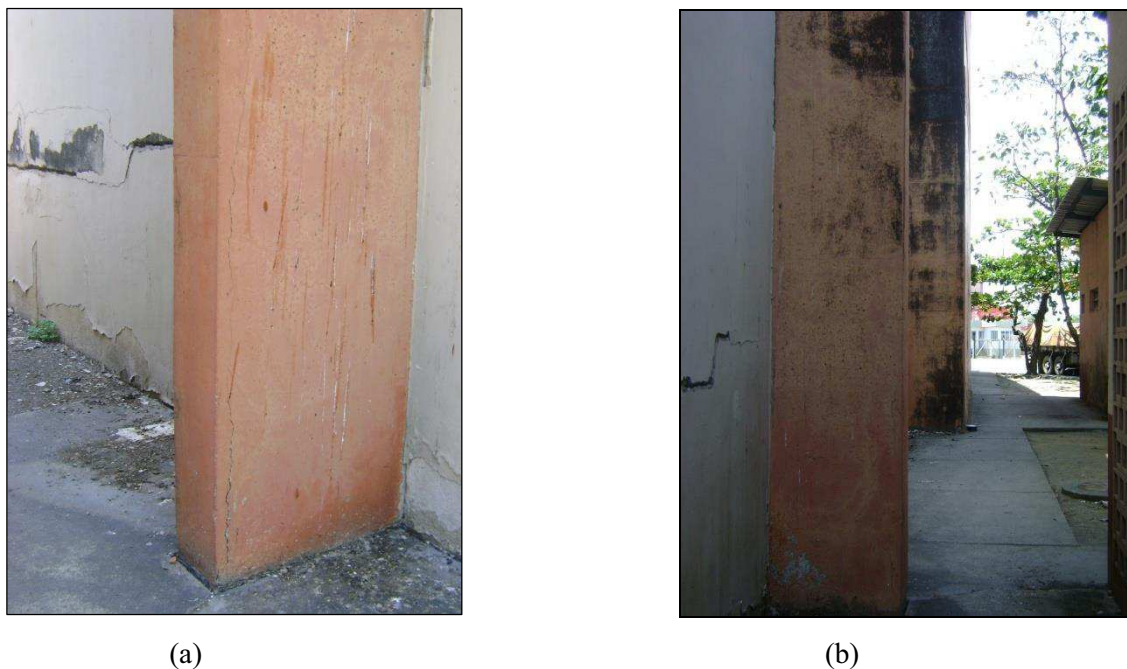


Foto 4.9 – (a) Pilar P40 apresentando fissura de corrosão de armadura e (b) Pilar P40, em primeiro plano, protegido pelo prédio da subestação elétrica, com pouca presença de bolor e ao fundo, Pilar P41, fora da área de proteção das construções, com acentuada presença de bolor.

Através da inspeção preliminar realizada nos Pilares P40 e P43, ambos da Fachada Norte, podia-se verificar as diferentes condições de exposição ao meio ambiente. O Pilar P40 estava mais próximo do mar e protegido pelas construções citadas, conseqüentemente com aparência íntegra, enquanto que o Pilar P43, mais deteriorado, estava mais distante do mar e sem qualquer proteção.

A viga de bordo exibia fissuras características de corrosão, embora não apresentasse armaduras expostas, contudo, uma pequena marquise de concreto armado que passa acima do nível da viga de bordo e protege a esquadria, que serve de ventilação para o galpão, exibia vasta extensão de armaduras exposta.

Em nível acima dos telhados da subestação elétrica e do banheiro, a estrutura do galpão apresentava bolor e fissuras de corrosão, fato que não foi verificado na parte de inferior, esta

protegida pelas duas edificações mencionadas como mostra a Foto 4.10.

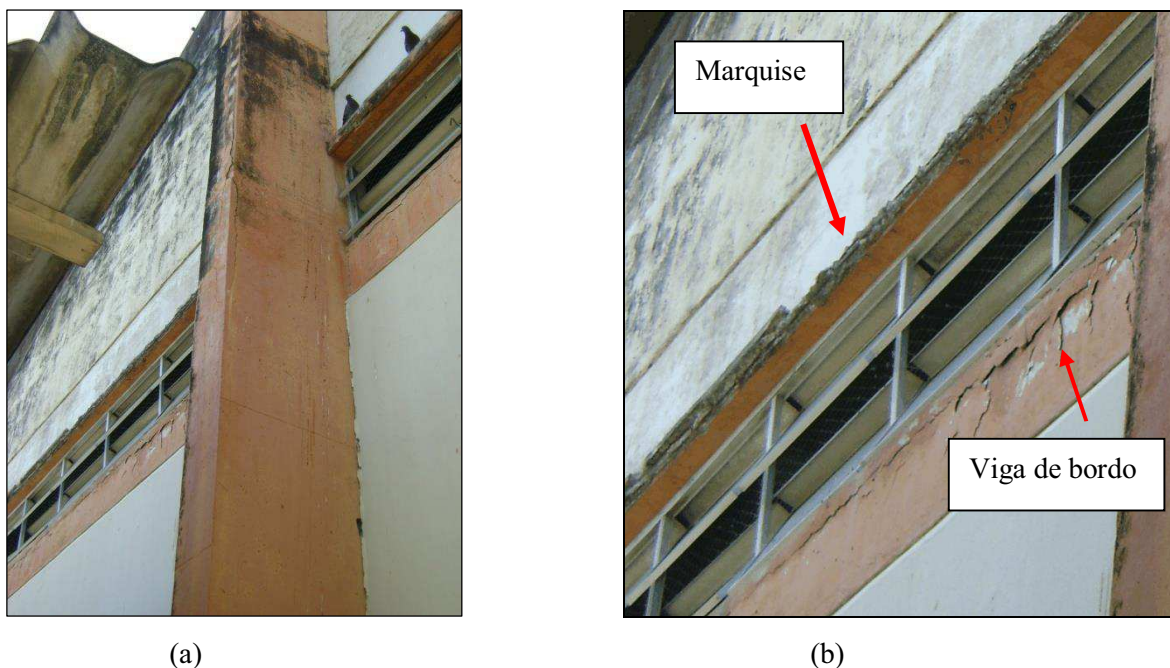


Foto 4.10 – (a) Presença de bolor na parte superior e ausência na parte inferior do Pilar P41 (b) detalhe da marquise apresentando armadura exposta e viga de bordo com fissuras de corrosão de armadura.

#### **4.1.3. Fachada Sul**

A Fachada Sul com cerca de 51,80 m de extensão é composto pelos pilares: P01 (face sul), P19, P20, P21, P22 e P23 (face sul), o pilar inicial (P23) ficava a uma distância de 24,70 m do mar, enquanto que o último pilar (P01) encontrava-se a 74,70 m do mar na direção oeste. A edificação mais próxima estava a mais de 30 m e era o Armazém 7, não havendo, portanto, nenhum anteparo contra a ação direta da névoa salina.

Todos os pilares foram acometidos pela corrosão de armadura, sendo a presença desta manifestação patológica facilmente identificável, uma vez que os elementos estruturais apresentavam extensos trechos com armadura exposta.

Registrava-se a presença, nos pilares, de fissuras com direção paralela a armadura longitudinal, sintoma típico do processo de corrosão de armadura. A pintura dos elementos estruturais, inicialmente na tonalidade laranja, mostrava-se em coloração preta, sintoma que indicava a presença de bolor.

Todas estas ocorrências podem ser visualizadas através da Foto 4.11. Parte da calçada que circundava a Fachada Sul encontrava-se interditada por meio de cavaletes e fita de segurança, havia o risco de queda de material, o concreto desprendia-se do elemento estrutural, comprovando mais uma vez o adiantado estágio do processo de corrosivo.



(a)



(b)

Foto 4.11 – (a) P22 com armaduras expostas e manchas de bolor e (b) Fachada Sul com partes em coloração preta diferente da original, laranja e bege.

A situação da Fachada Sul em relação ao mar está representada na Foto 4.12.



Foto 4.12 - Situação da Fachada Sul.

Verificou-se a força de expansão proveniente da corrosão do aço, com exceção do Pilar P01, este mais distante do mar, todos os outros apresentavam, em pelo menos uma das faces, a camada de revestimento deslocada em relação à armadura, em alguns casos, este descolamento excedia 2 cm (Foto 4.13).



(a)



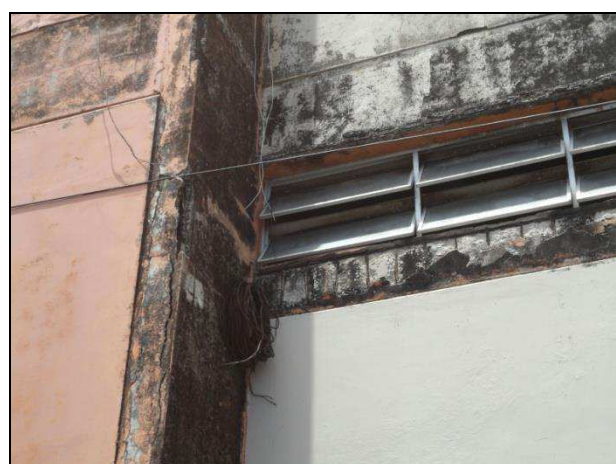
(b)

Foto 4.13 – (a) Deslocamento da camada de revestimento em relação à armadura e (b) detalhe da medida de deslocamento da camada de revestimento da armadura.

Constatou-se a existência de estribos rompidos em alguns pilares, aspecto que indicava o grau de avanço da frente corrosiva nas armaduras, notadamente no Pilar P23, que estava severamente afetado, as vigas de bordo, junto ao P21, também apresentavam processo de corrosão nas armaduras, além de estribos rompidos, a Foto 4.14 retrata estes dois casos.



(a)



(b)

Foto 4.14 - (a) P23 com estribos rompidos e (b) viga de bordo, junto ao P21, acometida pela corrosão.

A corrosão das armaduras existentes nos elementos estruturais pode ser classificada como generalizada, uma vez que não há pontos isolados com armadura exposta e sim regiões de grande extensão acometidas por corrosão

Através da inspeção preliminar criteriosa, identificaram-se as regiões anódicas e catódicas de vários pilares, contudo, ocorreu que nos pilares P19 e P21 as regiões tinham posicionamento invertido. No P19 a região que apresentava a corrosão estava na parte inferior da peça, enquanto que no Pilar P21 a região que apresentava a corrosão estava na parte superior do elemento, a Foto 4.15 apresenta esta comparação.

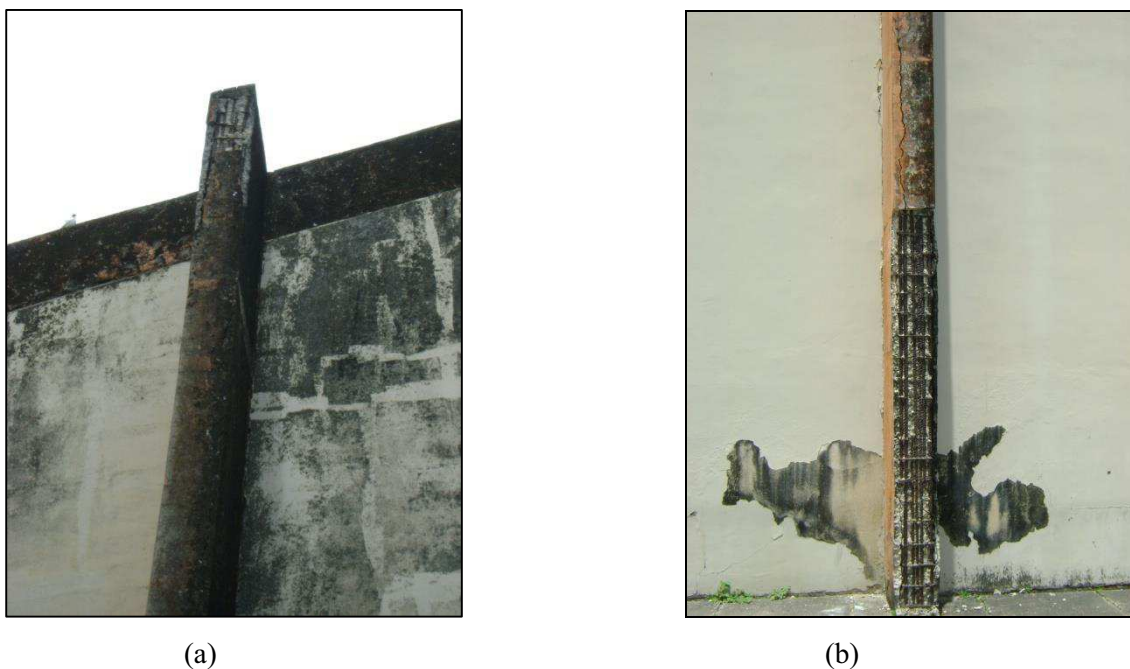


Foto 4.15 – (a) P21 exibindo corrosão na parte superior e (b) P19 apresentou armadura exposta na parte inferior.

#### **4.1.4. Fachada Leste**

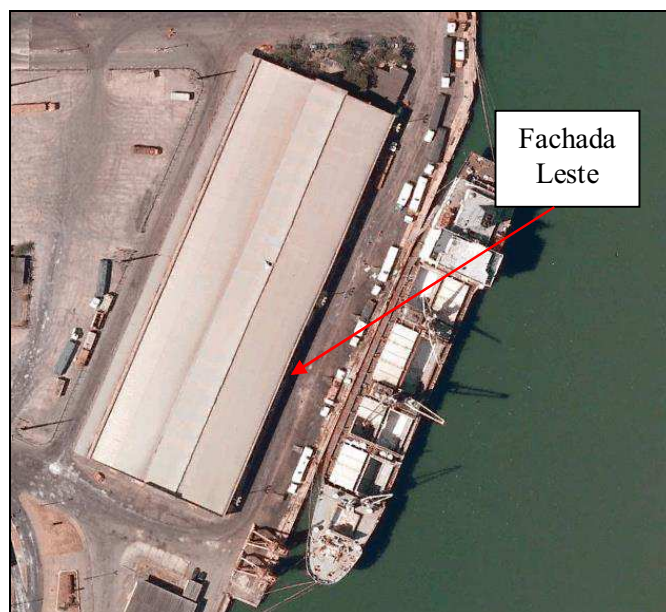
A Fachada Leste com cerca 150 m é composta pelos pilares: P23 (face leste), P24, P25, P26, P27, P28, P29, P30, P31, P32, P33, P34, P35, P36, P37, P38, P39 (face leste) e P44; situava-se por trás do cais do porto a uma distância de 24,70 m do mar. Esta condição expunha a estrutura à ação direta da névoa salina, e consequentemente, ao contato com íons cloreto. Originalmente, os elementos estruturais eram pintados na cor laranja e as paredes de vedação na cor bege, atestou-se a presença de bolor através da coloração preta dos elementos como

mostra a Foto 4.16.



Foto 4.16 – Vista da Fachada Leste do Armazém 6 do Porto do Recife.

A situação do Fachada Leste do Armazém 6 em relação ao mar é retratada pela Foto 4.17.



4.17 - Situação da Fachada Leste.

Quantitativamente a Fachada Leste, em conjunto com a Sul, apresentavam maior número de

elementos com armadura exposta, em alguns casos, com armadura transversal rompida, como pode ser visto na Foto 4.18.



(a)



(b)

Foto 4.18 – (a) P30 apresentando estribos rompidos e (b) viga de bordo acima do P27 exibindo armadura exposta.

As fissuras encontradas em todos os pilares foram identificadas como de corrosão, ocorrendo o mesmo nas vigas de bordo, a Foto 4.19 retrata estas manifestações patológicas.



(a)



(b)

Foto 4.19 – (a) Fissuras de corrosão na viga de bordo e (b) no pilar.

A delimitação característica de zonas catódica e anódica, novamente foram verificadas, inclusive constatou-se em pilares divididos por uma junta estrutural diferentes níveis de degradação, enquanto um apresentava grande área com armadura exposta e estribos rompidos,



o outro exibia apenas fissuras de corrosão como mostra a Foto 4.20.

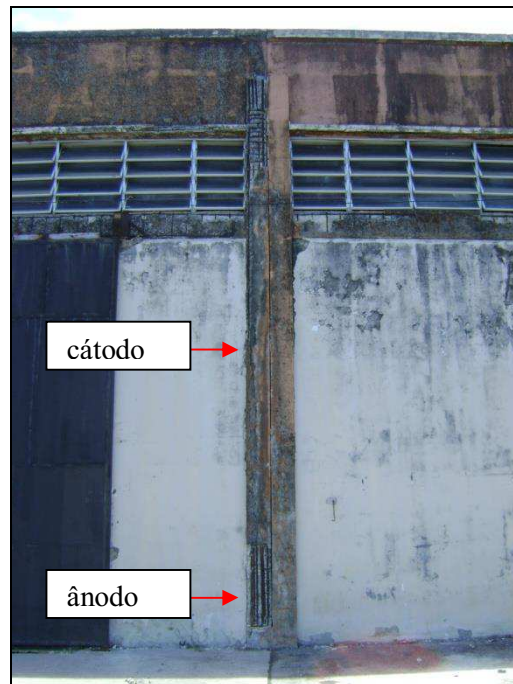


Foto 4.20 – Delimitação das zonas anódicas e catódicas no pilar do Armazém 6.

Em alguns casos, tal qual aconteceu no P26 a força de expansão produzida pela corrosão promovia destacamento da camada de cobrimento, expondo quase que totalmente a armadura do elemento estrutural (Foto 4.21)



(a)



(b)

Foto 4.21 – (a) Força expansiva da corrosão e (b) detalhe do destacamento da camada de cobrimento.

A grande quantidade de pilares com armadura exposta possibilitava a verificação do excesso de barras de aço no concreto. Outro aspecto observado na inspeção, do mesmo modo que ocorreu com a Fachada Oeste, os tubos de queda de águas pluviais saíam rente aos pilares, provocando inclusive a presença de bolor, como detalha a Foto 4.22.

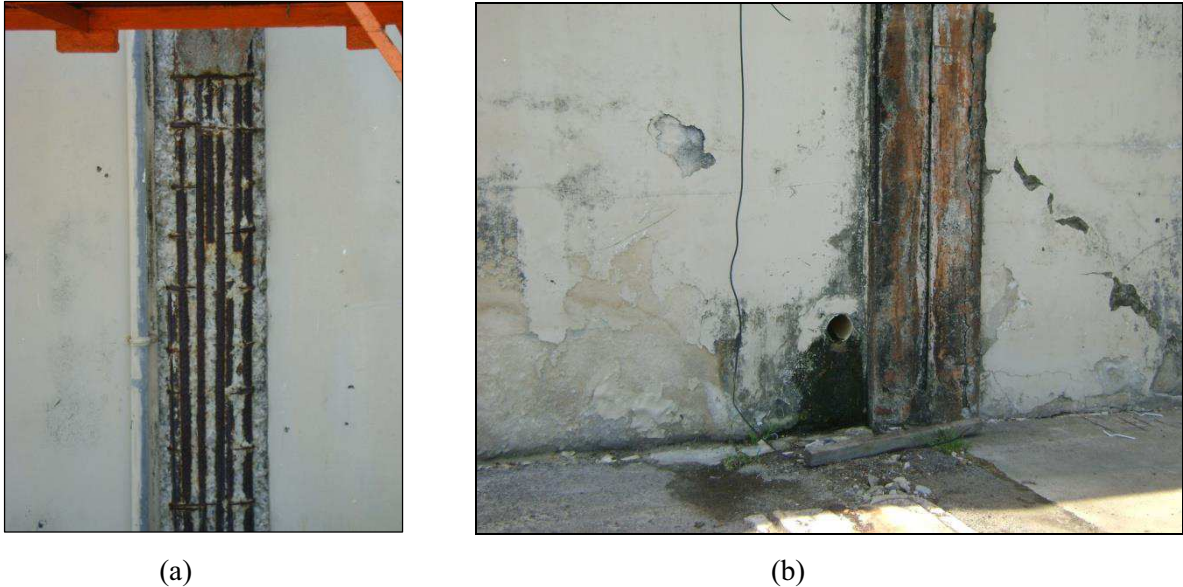


Foto 4.22 – (a) Pilar apresentando extensa área de armadura exposta e (b) tubo de queda de águas pluviais próximo ao pilar.

#### 4.1.5. Quantificação dos Resultados

A Figura 4.1 abaixo mostra a ocorrência dos quatro tipos de manifestações patológicas em percentual em relação ao total de pilares da estrutura.

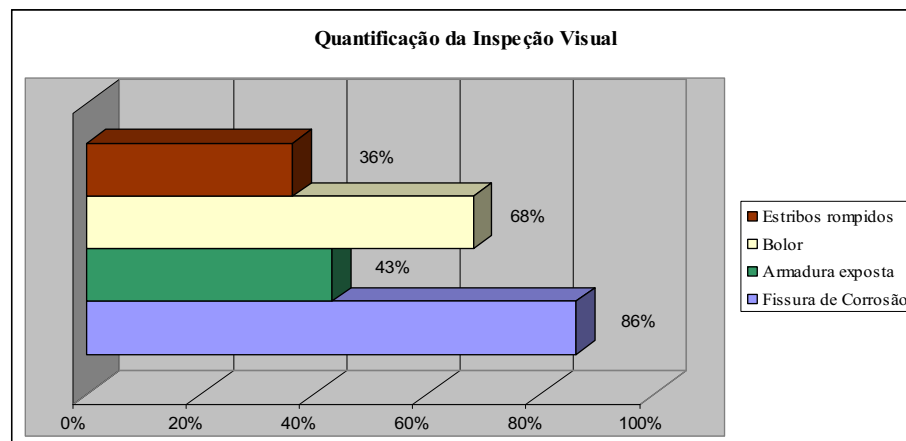


Figura 4.1 – Percentual a ocorrência das manifestações patológicas em todos os pilares da estrutura.

Quatro aspectos foram observados durante a inspeção preliminar: existência de fissuras de corrosão, presença de bolor, estribos rompidos e armadura exposta. Verificou-se que 86% dos pilares apresentaram fissuras provocadas por processo de corrosão das armaduras, esta a principal manifestação em número de ocorrências. A Figura 4.2 relaciona o percentual de ocorrência das manifestações patológicas por fachada.

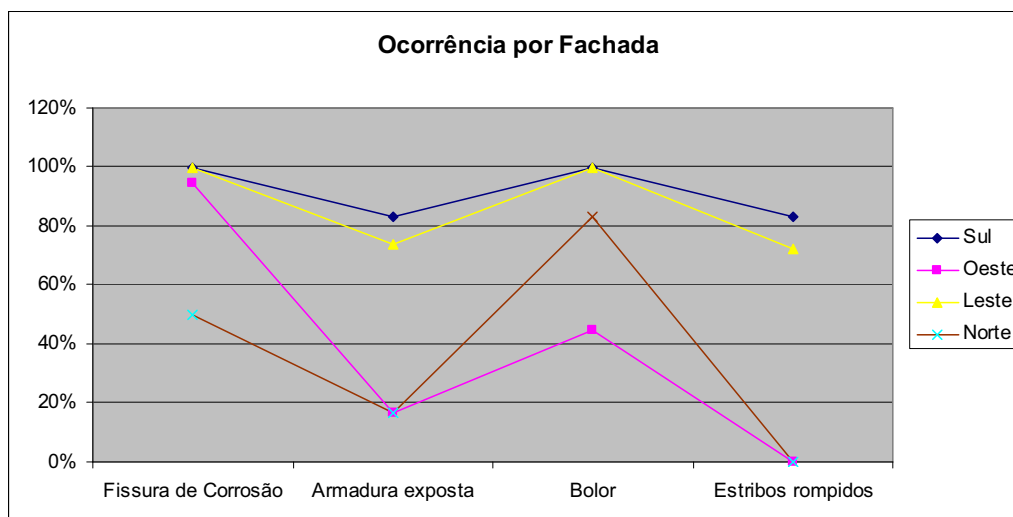


Figura 4.2 – Percentual de ocorrência de manifestações patológicas por fachada.

Após a inspeção preliminar constatou-se:

- As fissuras ligadas a corrosão de armaduras estão presentes em todos os pilares das Fachadas Sul e Leste, esse número corresponde a 94% na Fachada Oeste e 50% na Fachada Norte;
- As armaduras expostas estão presentes em 83% dos pilares da Fachada Sul, em 74% da Fachada Leste e 17% nas Fachadas Norte e Oeste;
- A presença de bolor foi verificada em todos os pilares (100%) das Fachadas Sul e Leste, em 83% da Fachada Norte e em 44% da Fachada Oeste.
- Em 83% dos pilares da Fachada Sul foram identificados estribos rompidos, na Fachada Leste foram 72%, enquanto não houve estribos rompidos nas Fachadas Norte e Oeste;

- Considerando os dados apresentados, a Fachada Norte encontrava-se em melhor estado de conservação que as demais.

#### **4.2. Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão**

A opção pelo uso do ensaio de avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão justificou-se pela impossibilidade de extração de corpos-de-prova da estrutura em análise, sendo esta uma das condições impostas pela administração do Porto do Recife para realização do presente trabalho.

A extração dos testemunhos e consequente rompimento proporcionaria a determinação da resistência característica do concreto à compressão ( $f_{ck}$ ), além de prestar-se para os ensaios de teor de cloretos no concreto, profundidade de carbonatação e aspersão de solução de nitrato de prata. Contudo, houve resistência a aplicação deste procedimento, visto que o armazém situava-se em área operacional do Porto, que no momento dos ensaios encontrava-se em funcionamento, e, portanto, estava sujeita as normas de segurança portuária.

A utilização do esclerômetro, apesar de despertar muita polêmica no que diz respeito à mensuração da resistência do concreto à compressão, mostrou-se valiosa para os fins propostos no experimento, ou seja, avaliar a dureza superficial dos pilares.

Foram selecionados 15 pilares: P01, P04, P10, P15, P18, P19, P20, P24, P25, P29, P33, P39, P40, P42 e P43. A Fachada Leste foi contemplada com 5 pilares (P24, P25, P29, P33 e P39), a Norte com 3 pilares (P40, P42 e P43), a Sul com 2 pilares (P19 e P20) e a Oeste com 5 pilares (P01, P04, P10, P15 e P18).

Todos os pilares foram objeto de análise prévia ao ensaio de esclerometria, que consistiu em identificar o descolamento da camada de cobrimento do concreto provocado pela força expansiva originária do processo de corrosão das armaduras, para tanto se aplicaram golpes com um martelo de borracha nas faces dos elementos estruturais. O som característico de superfície oca evidenciou a impossibilidade de realização do ensaio.

O Pilar P19, mesmo apresentando o som característico de superfície oca, foi objeto do ensaio de esclerometria como forma de provar a impossibilidade de realizar o referido ensaio. O

índice escleriométrico médio obtido foi equivalente a 19, inferior ao valor preconizado pela respectiva norma técnica, que estabelece 20 como limite mínimo de índice escleriométrico para aplicação do ensaio. A Foto 4.23 mostra em detalhe o deslocamento entre a camada de revestimento e grande região com armadura exposta no pilar P20 da Fachada Sul.

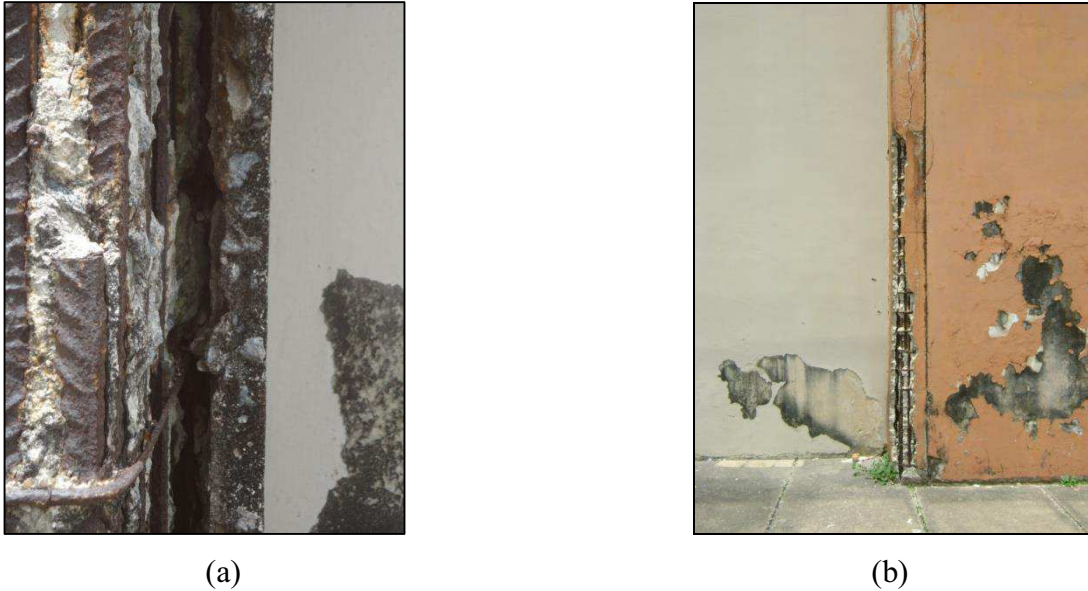


Foto 4.23 – (a) Detalhe do descolamento da camada revestimento em relação à armadura no P19 e (b) região com armadura exposta no P20.

A Foto 4.24 identifica a localização dos pilares ensaiados pelo esclerômetro de reflexão.



Foto 4.24 - Posicionamento dos pilares ensaiados com o esclerômetro.

Os ensaios de Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão foram realizados de acordo com os preceitos estabelecidos na ABNT NBR 7584 (2012). A área de ensaio foi devidamente preparada e delimitada, correspondendo a um quadrado de aproximadamente 90 mm x 90 mm, sempre a uma distância de 50 mm dos cantos e arestas das peças, como mostra a Foto 4.25.



Foto 4.25 - (a) e (b) Área demarcada para realização do ensaio.

Regiões que apresentavam fissuras ou destacamento parcial da camada de concreto foram descartadas (Foto 4.26).



Foto 4.26 – Região descartada por conter fissuras superficiais.

Os resultados obtidos através do ensaio de esclerometria estão explicitados na Tabela 4.1. A coluna intitulada de Fachada refere-se a fachada do Armazém o qual o pilar pertence, nota-se que os pilares P18 e P01 estão localizados no vértice das duas Fachadas. As colunas máximo e mínimo correspondes aos valores obtidos durante o ensaio. O Pilar P19 apresentou Índice Esclerométrico inferior a 20, o que denota o descolamento da camada de cobrimento das armaduras, fato este que tornou inviável a realização de ensaios em pilares com esta característica.

Tabela 4.1 – Resultados do Ensaio de avaliação da dureza superficial do concreto.

Pilar	Fachada	Média	Máximo	Mínimo	IE	fc <sub>m</sub>
Pilar 04	Oeste	38,56	42,41	34,70	40,71	43,00
Pilar 10	Oeste	36,33	39,97	32,70	36,00	34,00
Pilar 18	Norte-Oeste	39,56	43,51	35,60	39,56	41,00
Pilar 15	Oeste	38,33	42,17	34,50	38,33	39,00
Pilar 01	Sul-Oeste	42,22	46,44	38,00	42,22	47,00
Pilar 19	Sul	18,33	20,17	16,50	18,75	0,00
Pilar 24	Leste	39,56	43,51	35,60	39,56	41,00
Pilar 25	Leste	39,67	43,63	35,70	39,67	41,00
Pilar 33	Leste	40,00	44,00	36,00	40,00	43,00
Pilar 40	Norte	37,33	41,07	33,60	38,00	39,00
Pilar 43	Norte	51,67	56,83	46,50	51,67	62,00
Pilar 42	Norte	51,56	56,71	46,40	51,56	62,00

A Fachada Norte apresentou 54,33 MPa como valor médio para o f<sub>cm</sub> do concreto, a Fachada Leste 41,67 MPa e a Fachada Oeste 38,67 MPa. A Fachada Sul teve seus ensaios prejudicados, uma vez que todos os pilares, como descrito no Pilar P19, apresentavam a superfície de cobrimento descolada, conseqüentemente com índice de esclerométrico inferior a 20. A Figura 4.3 apresenta o resultado médio do ensaio de esclerometria por fachada.

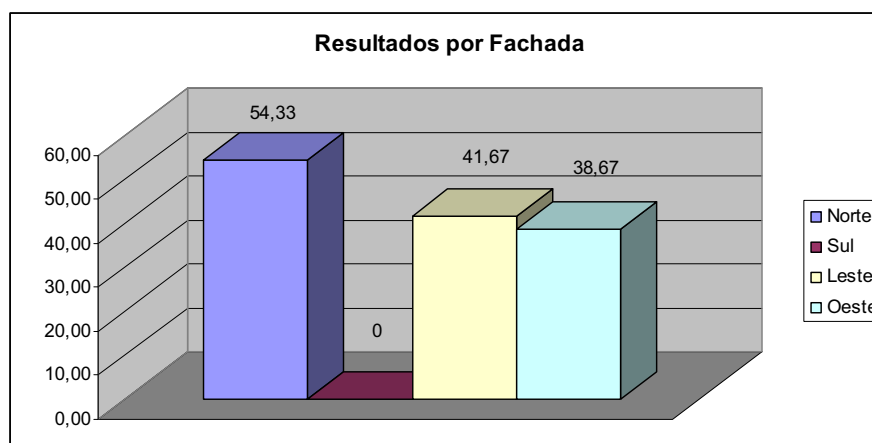


Figura 4.3 – Resultado médio do ensaio de esclerometria por fachada.

Considerando os resultados obtidos, a Fachada Norte mostrou-se em melhor situação em relação a dureza superficial do concreto.

### **4.3. Profundidade de Carbonatação e Aspersão de Solução de Nitrato de Prata**

A carbonatação é um dos mecanismos mais frequentes de deterioração do concreto armado, o dióxido de carbono presente no ar penetra pelos poros do concreto e reage com o hidróxido de cálcio formando carbonato de cálcio e água, gerando assim uma redução na alcalinidade do concreto. O avanço da frente de carbonatação promove a despassivação das armaduras, abrindo caminho para o processo de corrosão, desde que existam água e oxigênio disponíveis para a reação. A presença de umidade relativa entre 55% e 75% facilita a ocorrência do processo (ANDRADE, 1992).

A aspersão do indicador fenolftaleína na estrutura em superfícies recém expostas permite a determinação, em campo, da frente de carbonatação. Conhecendo a posição da frente de carbonatação em vários pontos da estrutura de concreto armado, é possível avaliar a sua durabilidade e estimar a extensão das zonas a reparar.

Os equipamentos utilizados no ensaio foram: marreta, talhadeira, ponteiro, borrifador e solução alcoólica de fenolftaleína. A inspeção preliminar determinou que as Fachadas Sul e Leste registravam 100% dos pilares apresentando fissuras de corrosão e o percentual de ocorrência de armadura exposta era de 83% e 74%, respectivamente, aumentando dessa forma, a probabilidade de encontrar grande número de pilares com armadura despassivada nesta duas fachadas .

Estes resultados balizaram a trajetória dos ensaios de profundidade de carbonatação, voltando-os para as Fachadas Oeste e Norte, principalmente, contudo pilares em melhores condições das Fachadas Sul e Leste também foram analisados. No total oito pilares foram ensaiados sendo três na Fachada Oeste (P09, P04 e P10), dois na Fachada Leste (P24 e P33), dois na Fachada Norte (P40 e P43) e um na Fachada Sul (P19). Os elementos selecionados foram identificados e localizados tanto na planta como no campo.



Os furos foram sendo executados de forma manual até atingirem profundidade superior a camada de cobertura das armaduras, conforme Foto 4.27.



Foto 4.27 – Procedimento de abertura dos furos no Pilar P04.

Ao ultrapassar a camada de cobertura, a cavidade era limpa, com vistas à retirada do pó proveniente da execução do furo. A Foto 4.28 mostra o perfil da cavidade aberta no elemento estrutural P24.



(a)



(b)

Foto 4.28 – (a) P24 com abertura efetuada para medição da profundidade de carbonatação e (b) detalhe da abertura.

Em seguida eram aspergidas as soluções de fenolftaleína e de nitrato de prata, a parte de baixo do furo, borrifado com fenolftaleína e na parte de cima era aplicada uma solução de nitrato de prata, sem que houvesse interferência entre as duas regiões. Posteriormente aguardava-se alguns segundos para que a reação ocorresse, a Foto 4.29 mostra o Pilar P33 da Fachada Leste antes e após a realização do ensaio.

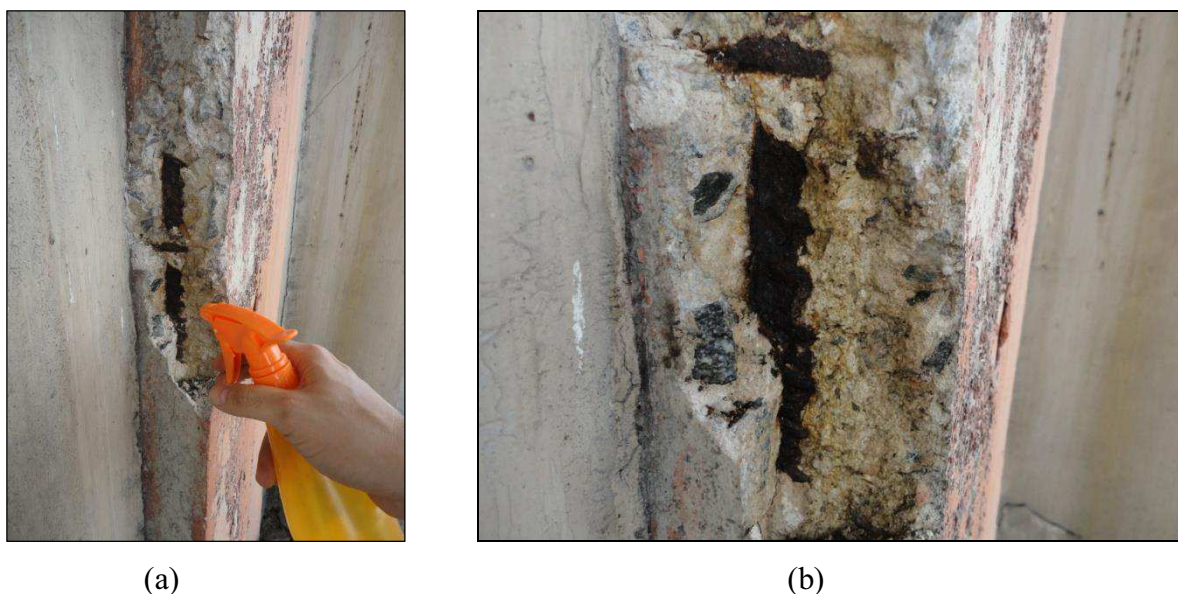


Foto 4.29 – (a) P33 no momento em que é aspergido a solução alcoólica de fenolftaleína e (b) logo após reação, evidenciando que a superfície estava carbonatada.

No caso da solução alcoólica de fenolftaleína, a coloração avermelhada indicava superfície não carbonatada, enquanto que a superfície incolor indicava carbonatação, como detalha a Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Relação coloração da superfície e a coloração do concreto (CASTRO, 2009).

pH	Coloração	Situação
< 8,2	Incolor	Carbonatado
9,8	Vermelho	Não Carbonatado

A reação da solução de nitrato de prata com o concreto mostrou-se mais lenta que a reação com o identificador fenolftaleína e com maior grau de dificuldade na observação, a presença de cloretos era assinalada pela coloração esbranquiçada do concreto, em alguns casos apresentava coloração semelhante a prata com algum brilho, e a coloração marrom significava

ausência de cloretos. A reação inclusive com a coloração apresentada é descrita na Foto 4.30, abaixo.

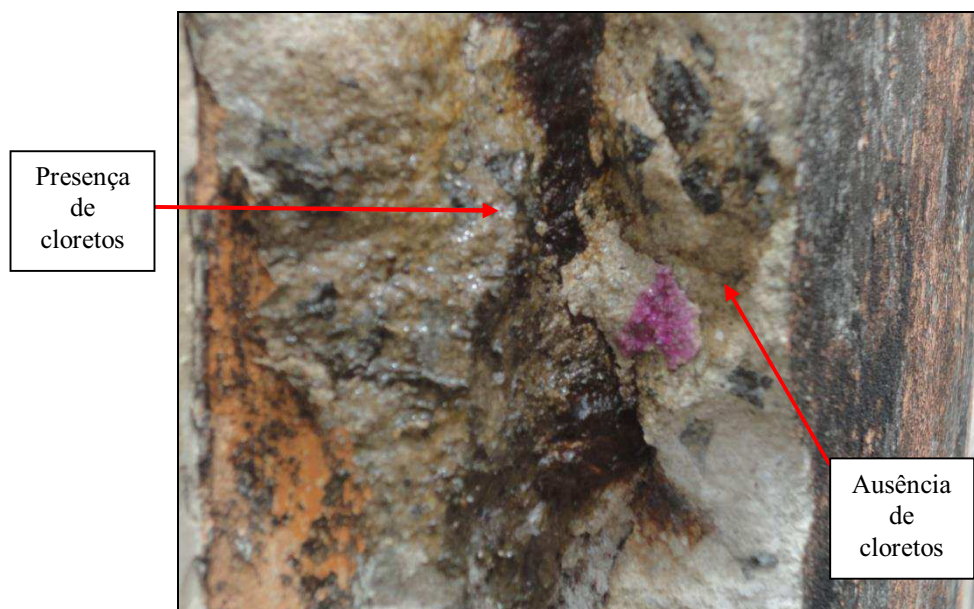
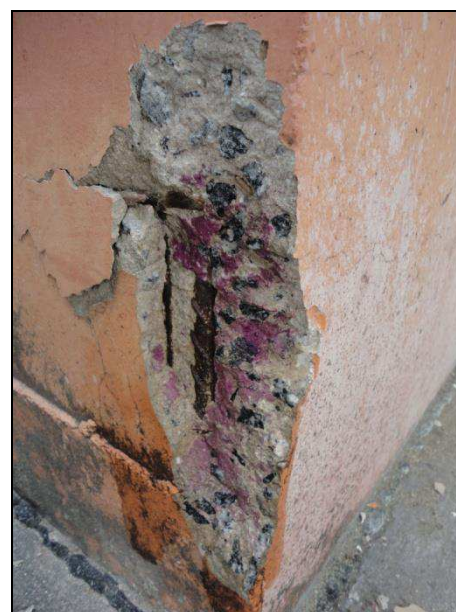


Foto 4.30 – Presença de cloretos indicada pela coloração branca do concreto

Os pilares da Fachada Norte apesar de exibirem algumas regiões ainda não carbonatadas, apresentavam despassivação da armadura, fato comprovado pela ausência de coloração avermelhada em algumas áreas junto à armadura (Foto 4.31).



(a)



(b)

Foto 4.31 – (a) P40 com regiões não carbonatadas e (b) P43 com regiões não carbonatadas.

O P04 localizado na Fachada Oeste, foi o único pilar a não estar carbonatado, dentre todos os analisados, com um cobrimento médio de 2,80 cm, a profundidade de carbonatação medida atingiu de 2,02 cm. Foi verificada a presença de cloretos, uma vez que a parte de cima da cavidade foi borrifada com solução de nitrato de prata (Foto 4.32).

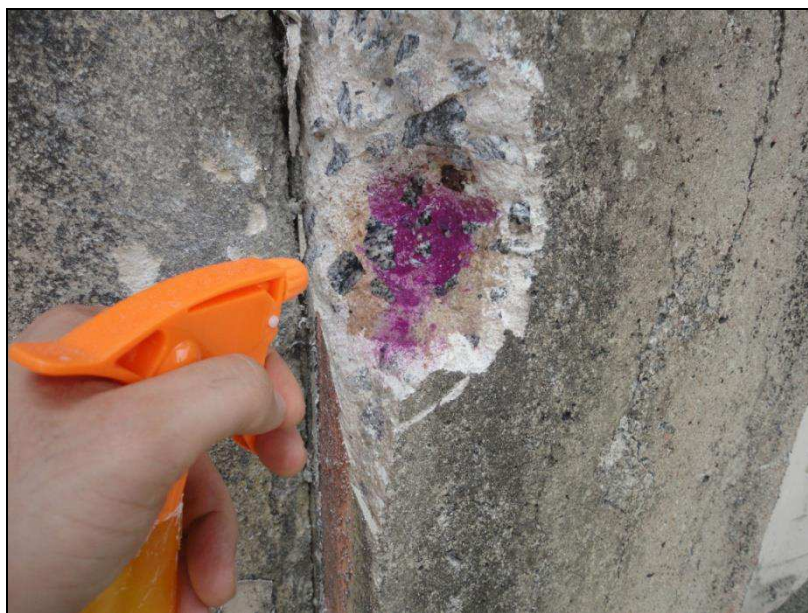


Foto 4.32 – Superfície não carbonatada em vermelho e parte superior submetida a solução de nitrato de prata, indicando presença de cloretos.

Relacionando-se os dados da profundidade de carbonatação com a idade da edificação, 29 anos, chegava-se a uma taxa de avanço da frente de carbonatação da ordem de 0,07481 cm/ano, apenas para o Pilar P04. O pilar em questão como todos os outros da Fachada Oeste estava voltado para a Av. Alfredo Lisboa, uma das vias mais importante e movimentadas do bairro do Recife Antigo.

Os pilares que indicaram ausência de cloretos no ensaio de aspersão de solução de nitrato de prata foram: P04 da Fachada Oeste, P24 da Fachada Leste e o P40 da Fachada Norte, todos os demais ensaiados apontaram presença de cloretos. O P24 localizado próximo ao mar sem nenhuma barreira física que pudesse garantir-lhe proteção, registrou ausência de cloretos.

A Tabela 4.3 relaciona os resultados para os ensaios de profundidade de carbonatação e aspersão de nitrato de prata, para os elementos ensaiados.

Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios de profundidade de carbonatação e aspersão de solução de nitrato de prata.

Pilar	Fachada	Profundidade de Carbonatação	Arpersão de solução de nitrato de prata
P04	Oeste	Não Carbonatado (vermelho)	Ausência de Cloretos
P09	Oeste	Carbonatado (incolor)	Presença de Cloretos
P10	Oeste	Carbonatado (incolor)	Presença de Cloretos
P19	Sul	Carbonatado (incolor)	Presença de Cloretos
P24	Leste	Carbonatado (incolor)	Ausência de Cloretos
P33	Leste	Carbonatado (incolor)	Presença de Cloretos
P40	Norte	Carbonatado (incolor)	Ausência de Cloretos
P43	Norte	Carbonatado (incolor)	Presença de Cloretos

A Foto 4.33 expõe o posicionamento de cada um dos pilares ensaiados e aponta os resultados dos ensaios. A seta em vermelho representa pilar não carbonatado e a seta na cor branca representa pilar carbonatado, A para ausência de cloretos e P para presença de cloretos.

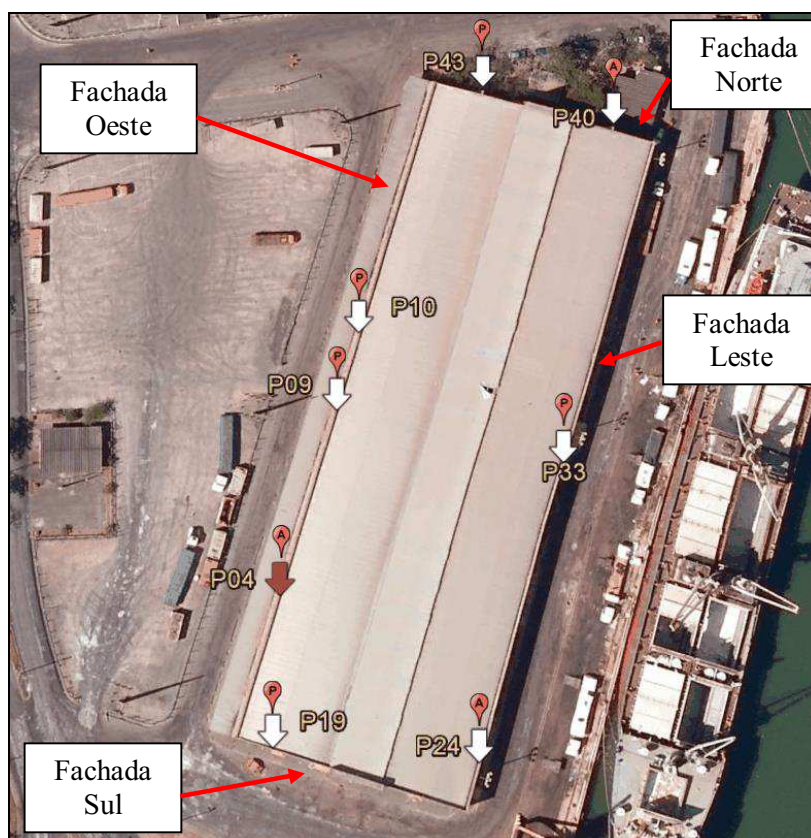


Foto 4.33 – Posicionamento dos pilares e resultados dos ensaios.

Após a realização dos ensaios constatou-se:

- O único pilar não carbonatado e com ausência de cloretos foi o Pilar P04 da Fachada

Oeste, muito embora pilares próximos (P09 e P10) ensaiados apresentaram resultados diferentes;

- Os Pilares P24 e P33 da Fachada Leste apresentavam-se carbonatados, apesar de estarem em contato direto com a névoa salina não se registrou presença de cloretos;
- O Pilar P19 na Fachada Sul apresentou-se carbonatado e com presença de cloretos;
- Os Pilares P43 e P40 da Fachada Norte estavam carbonatados, o P40 mais próximo ao mar registrou presença de cloretos e o P43 mais distante registrou ausência.

#### **4.4. Espessura de Cobrimento**

Realizou-se um estudo sobre a espessura de cobrimento dos pilares do Armazém 6, a sua construção remonta ao ano de 1984, à época vigorava a norma NB-1 (1978). A NB-1 (1978) não trazia qualquer preocupação com a durabilidade das estruturas e não relacionava a agressividade do meio ambiente com a espessura da camada de cobrimento das armaduras.

A ABNT NBR 6118 (2007) em vigência, trouxe desde ano de 2003 a preocupação com a durabilidade das estruturas de concreto armado, levando em consideração a interação meio ambiente com as edificações. Considerando as especificações normativas atuais, o Armazém 6 está envolto em uma classe de agressividade IV, muito forte, com risco de deterioração da estrutura muito forte, portanto deveria obedecer os seguintes parâmetros: a) espessura mínima de cobrimento para os pilares equivalente a 5 cm, b) relação água cimento mínima  $\leq 0,45$  e c) classe de concreto  $\geq C40$ .

Durante a execução do ensaio de profundidade de carbonatação e aspersão de solução de nitrato de prata foram executados aberturas nos pilares, estas foram utilizadas também para medir a espessura da camada de cobrimento. Quatorze pilares foram objeto de análise de medição da espessura de cobrimento das armaduras. Cada pilar forneceu três medidas de espessura, a Figura 4.4 abaixo exhibe os resultados apresentados.

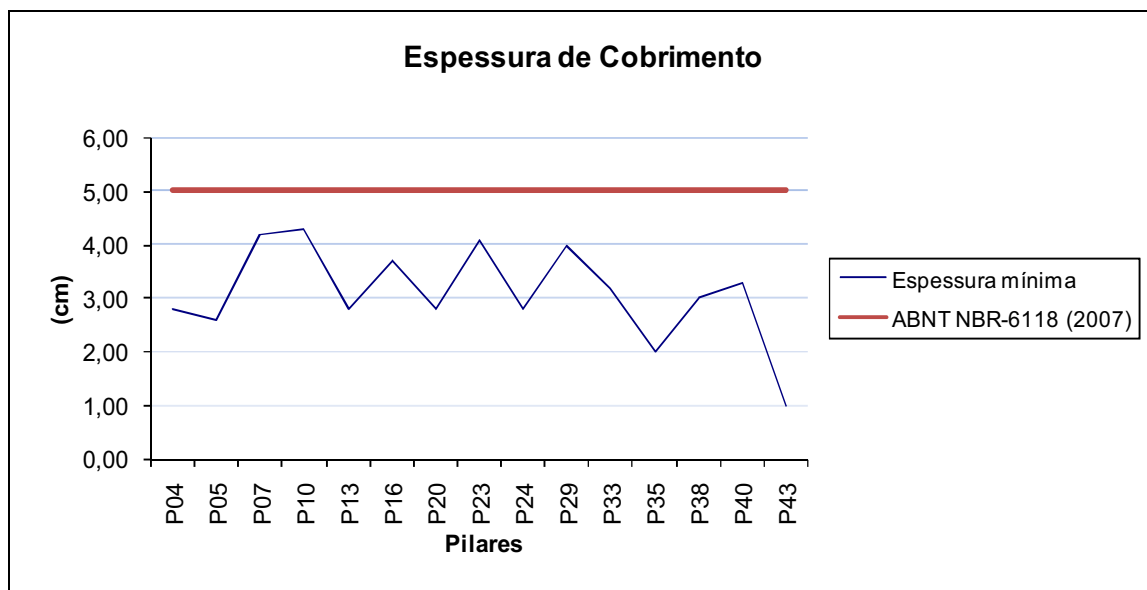


Figura 4.4 – Comparativo entre a ABNT NBR-6118 (2007) e a espessura de cobertura dos pilares.

Em nenhum dos pilares analisados a espessura mínima de cobertura estava de acordo com o que preconizada na ABNT NBR 6115 (2007). A Tabela 4.4 relaciona dos pilares que tiveram a espessura de cobertura medida em campo, informa as três medições realizadas por pilar e considera a espessura mínima como parâmetro de análise.

Tabela 4.4 – Resultados das medições de espessura de cobertura.

Pilar	Fachada	Espessura de Cobrimento (cm)			Espessura mínima (cm)
		1	2	3	
P04	Oeste	5,10	2,80	3,20	2,80
P05	Oeste	2,80	2,60	2,70	2,60
P07	Oeste	4,20	4,50	4,20	4,20
P10	Oeste	5,00	4,30	4,50	4,30
P13	Oeste	4,20	3,10	2,80	2,80
P16	Oeste	3,80	3,70	4,00	3,70
P20	Sul	3,20	2,80	4,00	2,80
P23	Sul	4,90	4,30	4,10	4,10
P24	Leste	2,80	5,00	2,90	2,80
P29	Leste	4,00	4,20	4,50	4,00
P33	Leste	3,70	3,40	3,20	3,20
P35	Leste	2,00	2,70	2,90	2,00
P38	Leste	3,50	3,20	3,00	3,00
P40	Norte	3,50	3,30	3,80	3,30
P43	Norte	1,50	1,00	2,10	1,00

A opção por considerar a espessura mínima justifica-se por esta ser a distância que a frente de carbonatação tem a percorrer no processo de despassivação das armaduras. As medições apresentaram um desvio padrão da amostra de 0,91 cm e a diferença entre o maior e o menor valor foi de 1,00 cm e o maior de 5,10 cm.

Os resultados obtidos permitiram calcular a espessura média da camada de cobrimento por fachada: Leste – 3,00 cm, Oeste – 3,40 cm, Norte – 2,15 cm e Sul – 3,10 cm.

#### 4.5. Teor de Cloretos no Concreto

Outro ensaio de fundamental importância para o presente trabalho foi o de teor de cloretos em relação à massa de concreto. Pilares das quatro fachadas do armazém foram selecionados para realização do ensaio. Inicialmente foi retirada uma amostra do concreto de cada um dos pilares, utilizando-se marreta e ponteiro, conforme Foto 4.34, a exceção a este procedimento foi o Pilar P10 do qual se retirou duas amostras.

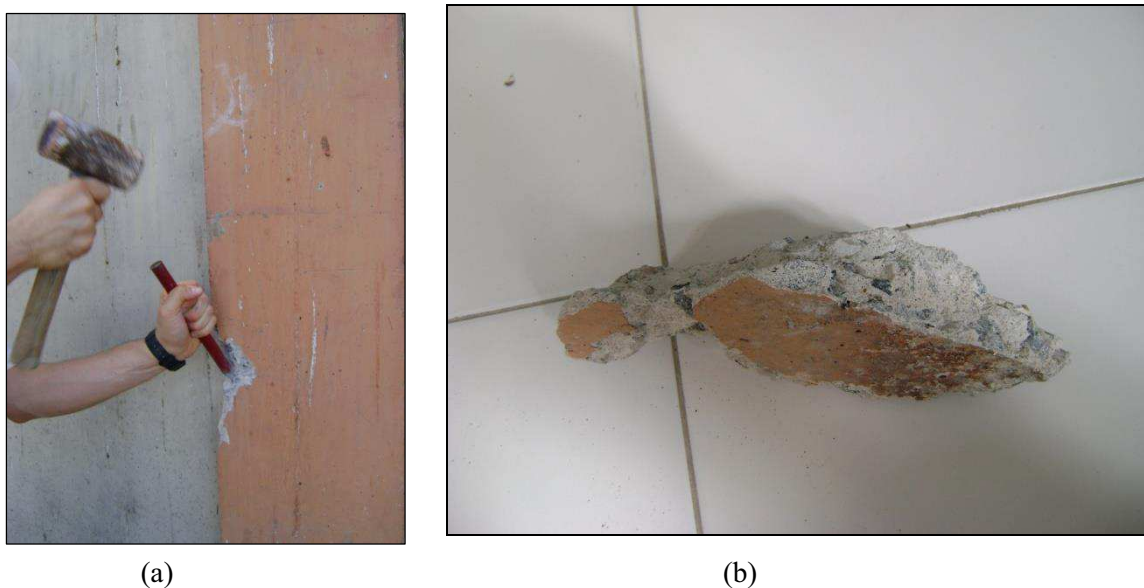


Foto 4.34 – (a) Procedimento de retirada da amostra e (b) amostra prestes a ser encaminhada ao laboratório para beneficiamento.

As amostras do concreto eram devidamente identificadas (Foto 4.35) e posteriormente encaminhadas ao laboratório, este contratado pela Universidade de Pernambuco. O beneficiamento, que consiste em transformar o concreto em pó foi realizado no laboratório.





Foto 4.35 – Amostras de concreto identificadas para o ensaio de teor de cloreto em relação à massa de concreto.

No laboratório foi realizada a determinação do teor de cloretos em ácido. Os cloretos foram determinados por titulação potenciométrica usando eletrodo seletivo para cloretos, de acordo com o método ASTM C 1152 (2012) – *Standard Method fo Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete*.

O procedimento de ensaio de teor de cloretos foi realizado em duas fases, na primeira fase, foram selecionados: os pilares P24, P39 e P33 da Fachada Leste, os pilares P40 e P43 da Fachada Norte e os pilares P4 e P10 da Fachada Oeste. A Fachada Sul não foi contemplada nesta fase do ensaio, pois como visto na inspeção preliminar, todos os pilares apresentavam armadura exposta e alto grau de deterioração do concreto.

Considerando que os resultados obtidos tratavam-se de teores de cloretos em relação à massa de concreto e que as normas internacionais relacionadas levam em consideração o teor de cloretos em relação à massa de cimento, caberia neste caso uma transformação.

Sendo assim, utilizou-se a relação explicitada no Item 3.4.5, que correspondeu a multiplicar o resultado obtido por 7,34, encontrando dessa forma o respectivo valor de teor de cloretos em relação à massa de cimento, conforme Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Resultados do teor de cloreto em relação à massa de cimento.

Pilar	Localização	Teor de Cloretos em relação à massa do concreto (%)	Relação Consumo de cimento e massa específica do concreto	Teor de Cloretos em Relação à massa de cimento (%)
P10	Oeste	0,3338	7,34	2,45
P24	Leste	0,0399	7,34	0,29
P33	Leste	0,1148	7,34	0,84
P29	Leste	0,0236	7,34	0,17
P04	Oeste	0,0664	7,34	0,49
P40	Norte	0,0128	7,34	0,09
P43	Norte	0,0994	7,34	0,73

Os resultados dos ensaios de teor de cloretos em relação à massa de cimento realizados nos pilares foram dispostos de acordo com a posição de cada um deles, como pode ser visto através da Foto 4.36, sendo as fachadas devidamente identificadas.

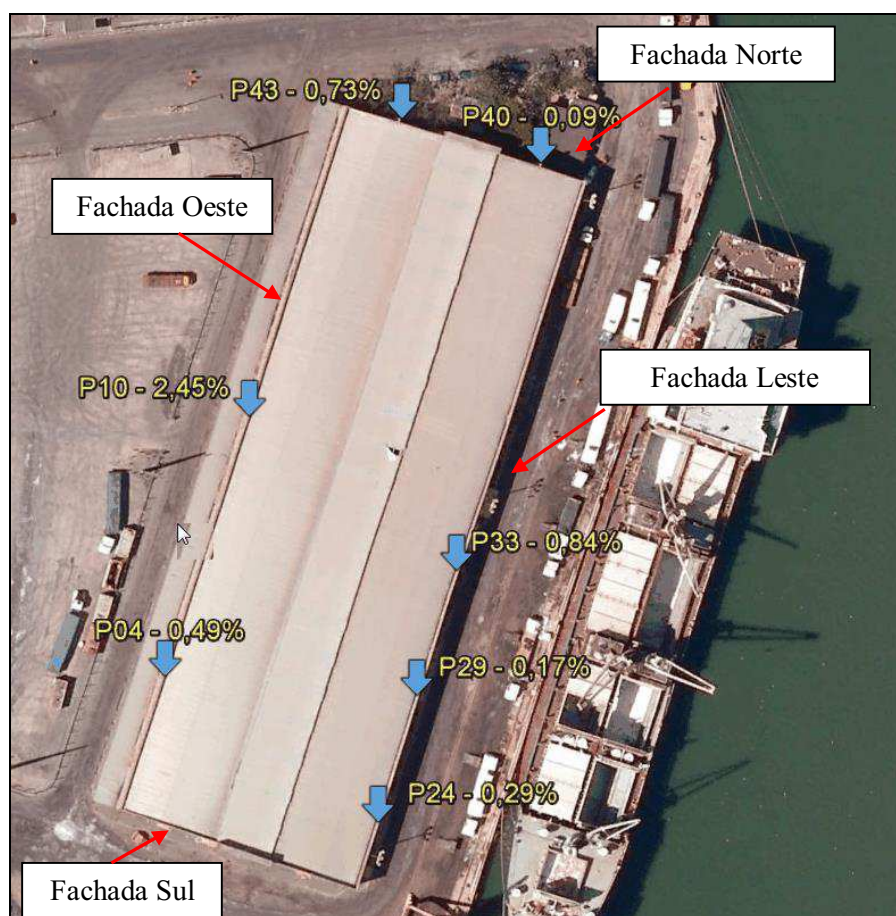


Foto 4.36 - Posicionamento dos pilares e resultado do ensaio de teor de cloretos em relação à massa de cimento.

As normas europeias admitem um teor de cloreto máximo que varia entre 0,22% a 0,40% em relação à massa de cimento, enquanto que a norma americana admite valores iguais ou inferiores a 0,15% para ambiente com cloretos.

- Na Fachada Oeste os dois pilares P04 (0,49%) e P10 (2,45%) ensaiados ultrapassaram os valores máximos estabelecidos pelas normas internacionais. Contrariando o esperado, uma vez que se encontravam mais protegido do que os pilares das outras fachadas, o Pilar P10 apresentou o maior teor de cloretos em relação à massa de cimento (2,45%) dos pilares analisados;
- Na Fachada Leste os três pilares ensaiados P24 (0,29%), P29 (0,17%) e P33 (0,84%) estão em desacordo com as normas europeias e americana, contudo o valor encontrado no P29 encontra-se muito próximo ao teor máximo estipulado pela norma americana;
- Na Fachada Norte está o pilar com menor teor de cloreto do ensaio o P40 (0,09%), embora mais próximo do mar que o P43. O P43 (0,73%) estaria reprovado pelas normas internacionais. Cabe salientar que o P40 estava protegido por outra edificação a subestação elétrica a 1,50 m de distância do referido pilar.

Os resultados obtidos na primeira fase deste ensaio evidenciaram que a Fachada Oeste, até então preservada, conforme os resultados da inspeção preliminar e dos ensaios de esclerometria, profundidade de carbonatação e aspensão de solução de nitrato de prata, apresentava os pilares com maior teor de cloreto da estrutura. Há de se considerar que a Fachada Oeste encontrava-se naturalmente protegida da ação da névoa salina, uma vez que o próprio Armazém 6 funcionava como anteparo.

Tais resultados exigiram um maior nível de detalhamento, para isso elaborou-se uma segunda fase, nesta foi realizado o ensaio de teor de cloretos em mais oito pilares, sendo contemplada a Fachada Sul. Realizou-se ainda, no Pilar P10 uma contraprova, no intuito de confirmar o valor inicial do primeiro ensaio. Os pilares ensaiados foram: P05, P07, P10 e P13 da Fachada Oeste, P20 e P23 da Fachada Sul e P26 e P38 da Fachada Leste.

Os resultados, como explicado anteriormente, foram multiplicados por 7,34 na intenção de transformar teor de cloretos em relação à massa do concreto em teor de cloretos em relação à

massa do cimento e a partir daí realizar as comparações com as normas internacionais. A Tabela 4.6 relaciona os resultados do teor de cloreto em relação à massa de cimento.

Tabela 4.6 – Resultados do teor de cloreto em relação à massa de cimento para a segunda fase.

Pilar	Localização	Teor de Cloretos em relação à massa do concreto (%)	Relação Consumo de cimento e massa específica do concreto	Teor de Cloretos em Relação à massa de cimento (%)
P05	Oeste	0,04240	7,34	0,31
P07	Oeste	0,01100	7,34	0,08
P10	Oeste	0,25340	7,34	1,86
P13	Oeste	0,01080	7,34	0,08
P16	Oeste	0,10510	7,34	0,77
P20	Sul	0,04480	7,34	0,33
P23	Sul	0,01400	7,34	0,10
P26	Leste	0,01080	7,34	0,08
P38	Leste	0,01520	7,34	0,11

Nesta segunda fase dos ensaios de teor de cloretos pode-se constatar:

- O Pilar P10 que na primeira fase teve o teor de cloretos em relação à massa de cimento igual a 2,45%, na segunda fase, apresentou 1,86%, embora haja diferença entre os resultados, ainda sim o Pilar P10 apresentou o maior teor de cloretos em relação à massa de cimento dos pilares ensaiados;
- Os Pilares P05 (0,31%) e P16 (0,77%) da Fachada Oeste apresentaram valores superiores aos admitidos nas normas internacionais. Ressalta-se que a Fachada Oeste apresentava-se mais protegida da ação da névoa salina, tanto pela própria edificação como pela existência de uma marquise metálica instalada ao longo do perímetro da fachada que evitava o contato com a chuva;
- Na Fachada Sul o Pilar P23 (0,10%) localizado no vértice entre as Fachadas Sul e Leste apresentou menor teor de cloretos do que o Pilar P20 (0,33%), este situado no meio da Fachada Sul. O P23 apresentou teor de cloretos inferior ao permitido pelas normas internacionais e o P20 estaria reprovado em relação as estas normas;

- Os Pilares P26 e P38 da Fachada Leste apresentaram valores, 0,08% e 0,11% respectivamente, que indicavam que em ambos os casos estão em conformidade com as normas internacionais. Os resultados vão de encontro ao esperando uma vez que a expectativa era um maior teor de cloreto para pilares desta fachada, considerando que há exposição direta a névoa salina e a chuva;

Os resultados encontrados foram expostos através da Foto 4.37 abaixo, na qual consta o posicionamento e o teor de cloretos em relação à massa de cimento.

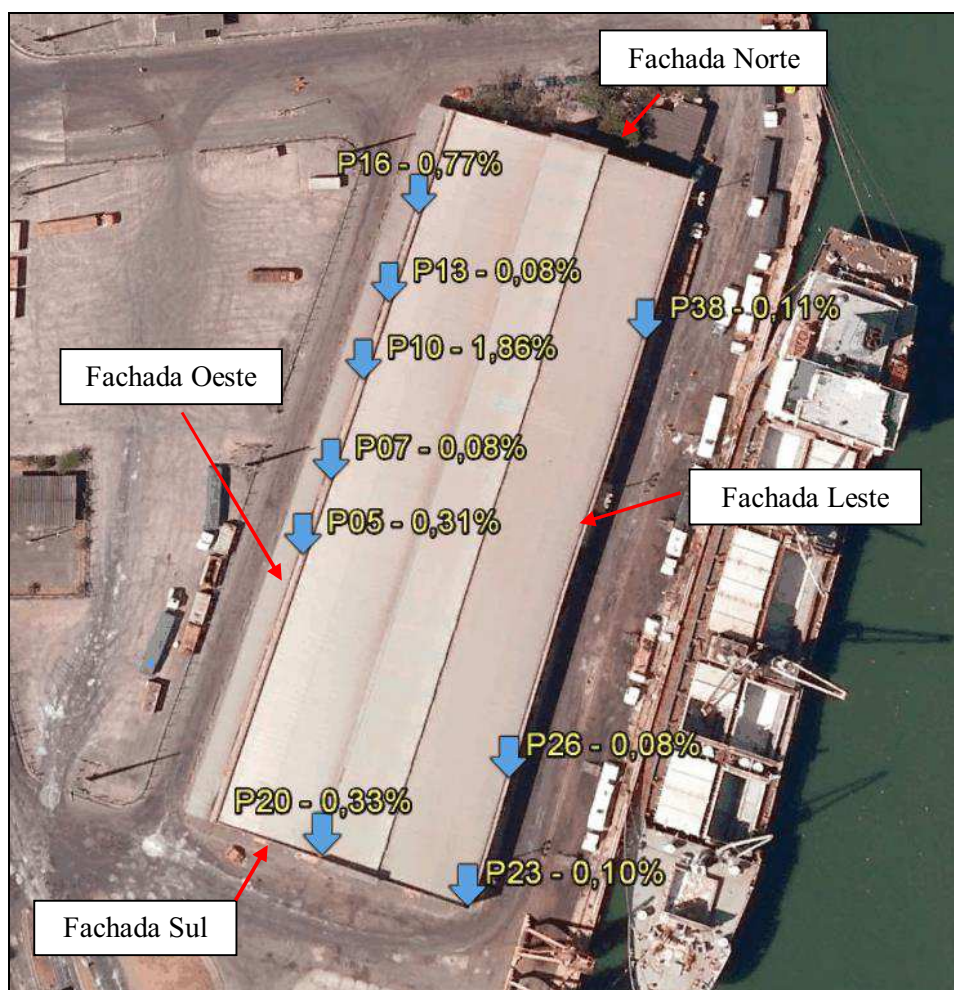


Foto 4.37 - Posicionamento dos pilares e resultados da segunda fase do ensaio de teor de cloreto em relação à massa de cimento.

A Figura 4.5 retrata o teor de cloretos em relação ao posicionamento dos pilares das fachadas paralelas, Oeste e Leste. As fachadas têm um comprimento de 150 m e a distância entre os

pilares em ambas as fachadas é de 10 m. A distância ao mar é de 24,70 m para a Fachada Leste e 74,70 m para a Fachada Oeste.

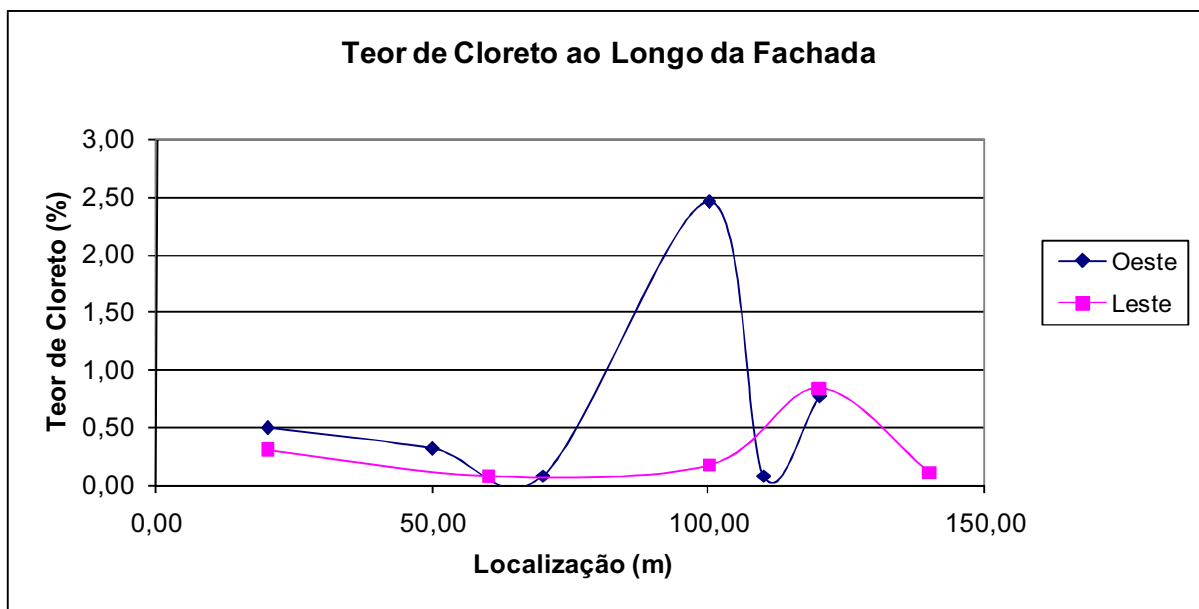


Figura 4.5 – Relação entre o Teor de Cloreto e a localização do pilar.

Considera-se o ponto zero, o encontro entre as Fachadas Norte e Oeste e o ponto 150 m como o encontro entre as Fachadas Sul e Oeste.

O máximo teor de cloreto, de acordo com os pilares ensaiados, da Fachada Oeste ocorre a 100 m do ponto zero e corresponde a 2,45%, enquanto que o pico da Fachada Leste está a 120 m do mesmo ponto e corresponde a 0,84%.

É possível identificar uma diferença sensível entre estas duas curvas que representam os teores de cloretos dos pilares ensaiados. Contudo, no ponto 120 m, P16 da Fachada Oeste e no P33 da Fachada Leste há uma semelhança de valores para o teor de cloreto, 0,77 % e 0,84%, respectivamente.

No ponto 100 m verificou-se uma grande diferença entre os valores do teor de cloretos, o Pilar P10, Fachada Leste, apresentou 2,45% e 1,86%, na primeira e segunda fase dos ensaios, respectivamente, enquanto que o Pilar P29 apresentou 0,17% para o teor cloretos. A incidência de vento é um aspecto que favorece a entrada de íons cloreto na estrutura, portanto parte das diferenças constatadas podem ser creditadas a este agente.

Consolidação das duas fases foi realizada através da Tabela 4.7, em amarelo, estão assinalados os teores de cloreto em relação à massa de cimento que estão acima do valor preconizado pelas normas americanas e europeias.

Tabela 4.7 - Resultados do teor de cloreto em relação à massa de cimento, considerando as duas fases do ensaio, em amarelo os valores que não atendem as normas europeias e americana.

Pilar	Localização	Teor de Cloretos em relação à massa do concreto (%)	Relação Consumo de cimento e massa específica do concreto	Teor de Cloretos em Relação à massa de cimento (%)
P04	Oeste	0,0664	7,34	<b>0,49</b>
P05	Oeste	0,0424	7,34	<b>0,31</b>
P07	Oeste	0,0110	7,34	<b>0,08</b>
P10 <sup>1</sup>	Oeste	0,2534	7,34	<b>1,86</b>
P10 <sup>2</sup>	Oeste	0,3338	7,34	<b>2,45</b>
P13	Oeste	0,0108	7,34	<b>0,08</b>
P16	Oeste	0,1051	7,34	<b>0,77</b>
P20	Sul	0,0448	7,34	<b>0,33</b>
P23	Sul	0,0140	7,34	<b>0,10</b>
P24	Leste	0,0399	7,34	<b>0,29</b>
P26	Leste	0,0108	7,34	<b>0,08</b>
P29	Leste	0,0236	7,34	<b>0,17</b>
P33	Leste	0,1148	7,34	<b>0,84</b>
P38	Leste	0,0152	7,34	<b>0,11</b>
P40	Norte	0,0128	7,34	<b>0,09</b>
P43	Norte	0,0994	7,34	<b>0,73</b>

<sup>1</sup> Valor referente a primeira fase

<sup>2</sup> Valor referente a segunda fase

Dos pilares analisados, 62,50% estariam reprovados pelas normas internacionais, quando tratadas de forma isolada, 71% dos pilares da Fachada Oeste estavam reprovados, 50% na Fachada Sul, 60% na Fachada Leste e 50% na Fachada Norte.

Considerando o teor médio de cloreto em relação à massa de concreto, a Fachada Oeste apresentou 0,86%, 0,22% para a Fachada Sul, 0,30% para a Fachada Leste e 0,41% para a Fachada Norte.

#### 4.6. Análise dos Resultados

A realização dos ensaios de avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão, profundidade de carbonatação, aspersão de solução de nitrato de prata e teor de cloreto no concreto, associados à determinação da espessura de cobrimento e a inspeção preliminar possibilitaram uma maior compreensão do processo de deterioração dos pilares do Armazém 6 do Porto do Recife.

Os ensaios revelaram que as quatro fachadas da edificação comportaram-se de maneira distinta sobre ação do meio ambiente, contudo algumas suposições feitas ainda na fase de planejamento do trabalho, não foram confirmadas após a conclusão dos ensaios.

A inspeção preliminar revelou que 86% dos pilares da estrutura apresentavam fissuras provocadas por processo de corrosão das armaduras, em 68% havia presença de bolor, em 43% havia armadura exposta e 36% exibiam estribos rompidos.

Considerando os dados por fachada, chamou a atenção o percentual de pilares com armadura exposta, 83% na Fachada Sul e 74% na Fachada Leste ante 17% nas Fachadas Norte e Oeste. Quando analisados os pilares que apresentaram estribos rompidos os valores convergiram para a mesma direção. Na Fachada Sul 83% dos pilares possuía estribos rompidos, na Fachada Leste esse número correspondia a 72%, enquanto que não havia pilares com estribos rompidos nas Fachadas Norte e Oeste.

De posse desta informação era possível concluir de forma antecipada, apenas sobre a ótica da inspeção preliminar, que as Fachadas Sul e Leste estavam em um estágio mais adiantado de deterioração em relação ao que ocorria nas Fachadas Norte e Oeste.

A individualização dos dados por fachada foi capaz de dividir as fachadas em dois grupos: de um lado as Fachadas Sul e Leste como as mais deterioradas pela ação do meio ambiente e do outro as Fachadas Oeste e Norte com menor grau de deterioração. Considerou-se, ainda, após a inspeção visual que a Fachada Norte era a mais preservada e a Fachada Sul como a mais deteriorada entre as quatro fachadas.



O ensaio de avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão revelou que a melhor qualidade superficial do concreto estava na Fachada Norte e correspondia a um  $f_{cj}$  médio da ordem de 54 MPa, fato contrário ocorreu na Fachada Sul, onde não foi possível calcular o  $f_{cj}$  médio, pois os ensaios realizados não atingiram o índice esclerométrico mínimo previsto em norma que é 20, indicando assim que a camada de cobrimento do concreto estava comprometida, a ação expansiva do processo de corrosão das armaduras provocou descolamento desta camada. A Fachada Leste obteve o segundo melhor resultado com um  $f_{cj}$  de 41 MPa, seguida pela Fachada Oeste com  $f_{cj}$  de 38 MPa.

A inspeção preliminar e o ensaio de esclerometria convergiram para a mesma direção, indicaram, inicialmente, que havia diferenças consideráveis entre as fachadas, em especial as Fachadas Sul e Norte, nos dois casos a Norte mostrava-se mais preservada e a Sul mais deteriorada. Embora apresentando menor quantidade de manifestações patológicas do que a Fachada Leste, a Fachada Oeste tinha uma dureza superficial do concreto um pouco menor, uma diferença de 8%.

A mensuração da espessura de cobrimento apresentou valores distintos para as quatro fachadas. Ficou evidenciada a grande variabilidade da espessura de cobrimento, inclusive nas medições realizadas no mesmo pilar. O melhor resultado foi registrado na Fachada Oeste, com espessura média de 3,40 cm, seguida pela fachada Sul com 3,10 cm, Leste com 3,00 cm e Norte com 2,15 cm.

O ensaio de profundidade de carbonatação realizado em oito pilares da estrutura revelou que em apenas um caso o pilar não estava carbonatado, notadamente o Pilar P04, este localizado na Fachada Oeste. A espessura de cobrimento mínima no ponto de realização do ensaio foi de 2,80 cm, a frente de carbonatação atingiu 2,02 cm de espessura em 29 anos de vida da estrutura.

O ensaio de aspensão de solução de nitrato de prata foi realizado em oito pilares da estrutura, os mesmos submetidos ao ensaio de profundidade de carbonatação, contemplando todas as fachadas. Os resultados indicaram que três pilares, o P04 da Fachada Oeste, o P24 da Fachada Leste e o P43 da Fachada Norte registraram ausência de cloretos, todos os demais registraram presença de cloretos.

A relação entre a distância em relação ao mar e o teor de cloreto não se mostrou determinante, como se esperava ainda na fase de planejamento. Cabe salientar que para pequenas distâncias, como é o caso em apreço, cerca de 50 m, que corresponde a largura do Armazém 6, o efeito do vento mostrou-se relevante. Os ensaios mostraram que pilares da Fachada Leste possuíam teor de cloreto na maioria dos casos menor que os pilares da Fachada Oeste, muito embora estes últimos estivessem a uma distância maior do mar, cerca de 75 m.

Esses resultados iam de encontro à inspeção preliminar e a esclerometria que apontaram a Fachada Oeste como menos agredida do que a Leste. A explicação estava na disposição do Armazém 6 e nas barreiras físicas ali existentes, parte dos pilares estavam sujeitos a ciclo de molhagem e secagem, esses ciclos ocorriam nas Fachadas Leste e Sul. Estudos científicos mostraram que um dos fatores determinantes no aumento da velocidade e profundidade dos íons cloreto é a exposição da estrutura a ciclo de molhagens e secagens, onde há o ingresso de cloretos através do processo de absorção capilar da água que contém os íons, caracterizado pela rapidez do avanço da frente de cloretos.

Há que se considerar ainda, a ação direta da chuva sobre as fachadas, principalmente a Sul e a Leste, neste caso a concentração superficial de cloretos tende a ser pequena em função da ação de lixiviação pelas águas da chuva que ocorrem nessa zona de molhagem e secagem.

Reside nestas observações, muito provavelmente, a explicação para o alto grau de deterioração do concreto nas Fachadas Leste e Sul, que destoavam do verificado nas Fachadas Norte e Oeste.

Cabe salientar que a Fachada Oeste era pouco atingida pela chuva, uma vez que contava com uma marquise ao longo do seu perímetro. Algo parecido ocorria na Fachada Norte, desta vez as construções vizinhas acabavam por proteger parte dos pilares da chuva, nos dois casos é possível visualizar a tinta original da estrutura na cor laranja.

A Fachada Norte, após a consolidação dos resultados dos ensaios, era a que se mostrava mais preservada. Duas construções: subestação elétrica e banheiros, distante cerca de 1,50 m da fachada, serviam de barreira física contra o vento para alguns pilares e desta forma, acabava por protegê-los da ação da névoa salina, bem como evitavam que a fachada sofresse com a ação da chuva e do sol (ciclos de molhagem e secagem). Portanto, o ingresso de cloretos nas

Fachadas Norte e Oeste era realizado pelo mecanismo de difusão iônica, a ausência de molhagem da superfície, provocava uma maior evaporação da umidade e a precipitação de cristais junto a superfície, neste caso o teor de cloreto diminui com a distância da superfície.

O pilar mais deteriorado e o único da Fachada Norte a apresentar armadura exposta foi o P33, este localizado no vértice entre as Fachadas Leste e Norte, nos demais pilares havia apenas bolor e fissuras de corrosão. Salienta-se que o referido pilar não era protegido pelas construções próximas a Fachada Norte. Através da análise dos resultados nos pilares P40 e P43, ambos da Fachada Norte, pode-se verificar as diferentes condições de exposição ao meio ambiente, em elementos da mesma fachada. O Pilar P40 estava mais próximo do mar e protegido pelas construções citadas, enquanto que o Pilar P43 estava mais distante do mar e sem qualquer proteção. A Foto 4.38 posiciona os pilares e as duas construções que servem de anteparo.



Foto 4.38 – Posicionamento dos Pilares P43 e P40 e da subestação elétrica e banheiros.

A Tabela 4.8 mostra comparação entre os resultados dos ensaios realizados nos Pilares P43 e P40.

Tabela 4.8 – Comparação entre os resultados dos ensaios realizados nos Pilares P43 e P40.

Ensaio	Pilar (Fachada Norte)	
	P43	P40
Ensaio de Esclerometria (fcj)	62 MPa	39 MPa
Espessura de cobrimento	1,00 cm	3,30 cm
Distância ao mar	74,10 m	34,10 m
Teor de Cloreto em relação à massa de cimento	0,73%	0,09%

Os resultados dos ensaios indicaram que o a dureza superficial do concreto e o teor de cloreto em relação à massa de concreto é maior no P43 do que no P40. Por outro lado, a espessura de cobrimento é maior no P40 do que no P43. O P40 está a uma distância de 34,10 m do mar e o P43 está a 74,10 m do mar.

Conclui-se através da Tabela 4.8, que a espessura de cobrimento e a proteção proporcionada pelas barreiras físicas, mostraram-se fundamentais para explicar as diferenças entre os resultados dos Pilares P43 e P40. A delgada camada de cobrimento do pilar P43 e a ausência de barreiras físicas que impedissem o contato deste elemento com a névoa salina foram determinantes para: a) o alto teor de cloretos apresentado e b) a visualização de estágio mais adiantado de corrosão de armaduras.

A Fachada Oeste era protegida contra a chuva por uma marquise metálica, essa característica não expunha a região a ciclos de molhagem e secagem, uma vez aderidos à superfície do concreto os íons poderiam permanecer por mais tempo e adentrar pelos poros do concreto apenas por difusão. Ademais a própria construção funcionava como um anteparo para a Fachada Oeste. Contudo, do ponto de vista de teor de cloretos os pilares voltados para o Oeste eram os que apresentavam maior teor de cloreto em relação à massa de concreto.

Considerando os resultados do ensaio de teor de cloreto de forma isolada, seria admissível imaginar que a Fachada Oeste deveria estar mais deteriorada que as demais fachadas, entretanto, esta conclusão não se mostrou válida, uma vez que iria de encontro com o a inspeção preliminar.

Os resultados obtidos nos ensaios e na inspeção preliminar possibilitaram a montagem da Tabela 4.9, esta possibilita a análise dos resultados por fachada de forma associada aos parâmetros verificados. Foram considerados os valores médios.

Tabela 4.9 – Resultados dos ensaios por fachada.

Ensaio e Parâmetros	Fachada			
	Leste	Oeste	Norte	Sul
Distância ao Mar	24,70 m	74,70 m	24,70 m	74,70 m
Esclerometria	41,67 MPa	38,67 MPa	54,33 MPa	0
Espessura de Cobrimento	3,00 cm	3,40 cm	2,15 cm	3,10 cm
Teor de Cloreto em relação à massa de concreto	0,30%	0,86%	0,41%	0,22%
Profundidade de Carbonatação <sup>1</sup>	2 pilares carbonatados	1 pilar não carbonatado e 2 dois pilares carbonatados	2 pilares carbonatados	1 pilar carbonatado
Presença de Cloreto (Aspersão de Nitrato de Prata) <sup>2</sup>	1 pilar com ausência de Cl <sup>-</sup> e 1 pilar com presença de Cl <sup>-</sup>	1 pilar com ausência de Cl <sup>-</sup> e 2 pilares com presença de Cl <sup>-</sup>	1 pilar com ausência de Cl <sup>-</sup> e 1 pilar com presença de Cl <sup>-</sup>	1 pilar com presença de Cl <sup>-</sup>
Estribos Rompidos	72%	0%	0%	83%
Armadura Exposta	74%	17%	17%	83%
Bolor	100%	44%	83%	100%
Fissuras de Corrosão	100%	94%	50%	100%

<sup>1</sup> Foram ensaiados 2 pilares na Fachada Leste, 3 na Fachada Oeste, 2 na Fachada Norte e 1 na Fachada Sul

<sup>2</sup> Foram ensaiados 2 pilares na Fachada Leste, 3 na Fachada Oeste, 2 na Fachada Norte e 1 na Fachada Sul

Após a interpretação dos ensaios, foi possível elencar algumas prováveis explicações:

- a) O estado preservado da Fachada Oeste em relação as Fachada Sul e Leste pode ser explicado pela espessura de cobertura dos pilares, a maior média foi obtida nesta fachada com 3,40 cm de espessura;
- b) A Fachada Oeste diferente das Fachadas Sul e Oeste não estava submetida a ciclo de molhagem e secagem, uma vez que esta condição aumenta a velocidade e a profundidade da frente de cloretos;

- c) A Fachada Leste apresentou baixo teor de cloreto se comparado a Fachada Oeste, mas estava mais deteriorada. A razão para este baixo teor de cloreto pode estar associada ao mecanismo de ingresso de cloretos, além da ação de lixiviação provocada pela chuva.

#### **4.6.1. Análise dos resultados obtidos no pilar P10**

Contrariando a expectativa construída na fase de planejamento do experimento, o Pilar P10 apresentou por duas vezes o maior teor de cloreto em relação à massa do cimento, era esperado que isso estivesse ocorrido em algum pilar pertencente as Fachada Sul ou Leste. A proteção natural da própria edificação dissiparia a névoa salina que teria dificuldade em atingir o P10, aliado a isso havia a marquise metálica que circunda toda a Fachada Oeste garantindo assim maior proteção, entretanto estas premissas mostraram-se frágeis após a realização do ensaio de teor de cloreto.

A inspeção preliminar para este pilar detectou a existência de fissuras de corrosão, sendo registrada ausência para armadura exposta, bolor e estribos rompidos, do que se conclui que do ponto de vista visual o P10 não se apresentava em estágio adiantado de deterioração.

O ensaio de avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão atribuiu um índice escleriométrico de 36, o que corresponde a uma qualidade de cobertura do concreto satisfatória. Aplicando-se este valor ao ábaco do esclerômetro chegou-se a um valor de  $f_{cj}$  da ordem de 34 MPa, o resultado médio para a Fachada Oeste foi de 38 MPa ante 41 MPa e 54 MPa para as Fachadas Leste e Norte, respectivamente. Conclui-se que a dureza superficial do concreto do pilar P10 é inferior a média das fachadas Oeste, Leste e Norte.

O resultado do ensaio de profundidade de carbonatação apontou para um concreto carbonatado. Como exposto anteriormente à Fachada Oeste está próxima a Av. Alfredo Lisboa, via de grande fluxo de veículos, ademais o tráfego de caminhões se dá próximo a Fachada Oeste, estes dois aspectos podem contribuir para justificar a grande concentração de  $CO_2$  e conseqüente despassivação da armadura do Pilar P10.

Após a aspersão de solução de nitrato de prata verificou-se que a superfície apresentava-se na cor branca, demonstrando deste modo a existência de cloretos oriundos da névoa salina.

Através dos furos realizados no P10 para realização dos ensaios, foi possível determinar a espessura de cobertura do Pilar. Foram realizadas três medições com os seguintes valores: 5,00 cm, 4,30 cm e 4,50 cm, por questões de segurança adotou-se a espessura mínima como representativa, no caso em apreço 4,30 cm. A espessura do P10 é um pouco inferior ao que preconiza a ABNT NBR 6118 (2007), 5 cm, porém, cabe salientar que a espessura mínima de cobertura das fachadas Norte, Sul e Leste, eram bem inferiores ao medido em P10, 2,15 cm, 3,45 cm e 3,00 cm, respectivamente.

Possivelmente a ação do vento é uma das mais prováveis explicações para os resultados verificados. A névoa salina formada pela quebra das ondas contra o molhe de proteção do cais do porto é trazida ao continente pelo vento. A disposição das construções do porto possibilita que o vento seja canalizado e atinja a Fachada Oeste. A ausência de bolor na fachada Oeste indica que a chuva não atinge os seus pilares, muito provavelmente pela existência da marquise metálica que acaba abrigando a estrutura. Logo conclui-se que uma vez depositados na superfície do pilar, os cloretos lá permanecem de forma a interagir com concreto e provocar a despassivação da armadura.

A ausência de armadura exposta indica que o P10 iniciou tardiamente, se comparado com os pilares das fachadas Leste e Norte, o processo de corrosão das armaduras. As causas para este atraso podem ser:

- a) Espessura da camada de recobrimento mais espessa em P10 (4,30 cm), do que nos pilares da Fachada Norte (2,15 cm) e Leste (3,00 cm);
- b) Menor temperatura da Fachada Oeste. Salienta-se que a marquise metálica acaba por proporcionar sombra nos pilares na maior parte do dia.
- c) A ausência de chuvas torna a Fachada Oeste mais seca fato que contribui para a menor velocidade de avanço da frente de cloretos;

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1. Conclusões

O Armazém 6 do Porto do Recife foi construído em 1984, à época, as normas técnicas não previam parâmetros relacionados a durabilidade das construções, incluindo-se cuidados com a localização da edificação e conseqüentemente com a interação entre os agentes agressivos ambientais existentes e a estrutura. Esta premissa fazia com que obras projetadas na orla marítima seguissem as mesmas diretrizes de projeto realizadas a quilômetros de distância da zona litorânea, em micro clima completamente diferente.

O Porto do Recife reúne várias condições climáticas favoráveis ao desenvolvimento de manifestações patológicas no concreto: alta temperatura, alta umidade relativa e alta precipitação pluviométrica. Aliado a estes aspectos a proximidade do mar, de grandes avenidas e de indústrias proporcionaram a formação de um ambiente ainda mais agressivo para a edificação em estudo.

A inspeção preliminar realizada em todos os pilares da edificação identificou quatro principais sintomas de manifestações patológicas: fissuras de corrosão, estribos rompidos, presença de bolor e armadura exposta.

Verificou-se que 86% dos pilares apresentaram fissuras provocadas pelo processo de corrosão das armaduras, 68% dos pilares registraram presença de bolor, 43% exibiam armadura exposta e em 36% havia estribos rompidos.

A quantificação dos resultados da inspeção preliminar, individualizados por fachada, estabeleceu diferenças nos estágios de deterioração do concreto entre as quatro fachadas. As fissuras ligadas a corrosão de armaduras estavam presentes em todos os pilares das Fachadas Sul (100%) e Leste (100%), esse valor era de 94% para os pilares da Fachada Oeste e de 50% para a Fachada Norte.

As armaduras expostas estavam presentes em 83% dos pilares da Fachada Sul, em 74% da Fachada Leste e em 17% nas Fachadas Norte e Oeste. A presença de bolor foi verificada em



todos os pilares das Fachadas Sul (100%) e Leste (100%), em 83% da Fachada Norte e em 44% da Fachada Oeste. Em 83% dos pilares da Fachada Sul foram identificados estribos rompidos, na Fachada Leste foram 72%, enquanto que, não houve estribos rompidos nas Fachadas Norte e Oeste.

Estes dados permitiram distinguir os diferentes estágios de deterioração do concreto nas quatro fachadas. As Fachadas Sul e Leste estavam em pior situação comparadas com as Fachadas Norte e Oeste, embora todas estivessem em processo de corrosão de armadura. Sendo a Sul a pior e a Norte a melhor dentre as quatro fachadas da edificação.

Os resultados da inspeção detalhada deixaram ainda mais claros os comportamentos distintos entre as quatro fachadas. A avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão mostrou que a Fachada Norte apresentou um  $f_{cj}$  médio de 54 MPa, sendo de 41 MPa na Fachada Leste, 38 MPa na Fachada Oeste e a Fachada Sul teve seus ensaios prejudicados, uma vez que todos os pilares ensaiados não conseguiram atingir o índice esclerométrico mínimo previsto na ABNT NBR 7584 (2012), evidenciando portanto, o descolamento da camada de cobrimento do concreto provocada pela força expansiva do processo de corrosão das armaduras.

A dureza superficial do concreto apresentou grande variabilidade, muito embora a edificação tenha sido projetada com um único valor de resistência característica à compressão do concreto. Os dados obtidos na inspeção preliminar e no ensaio com o esclerômetro convergiram para classificar a Fachada Norte como a mais preservada e a Fachada Sul como a mais deteriorada.

O ensaio de profundidade de carbonatação foi aplicado em oito pilares da edificação abrangendo todas as fachadas. Apenas o Pilar P04 da Fachada Oeste não estava carbonatado, todos os outros sete pilares apresentavam-se carbonatados, ou seja, a frente de carbonatação havia atingido a armadura.

A aspersão de solução de nitrato de prata foi realizada nos mesmos oito pilares. Os resultados indicaram que três pilares, o P04 da Fachada Oeste, o P24 da Fachada Leste e o P43 da Fachada Norte registraram ausência de cloretos, todos os demais registraram presença de cloretos.

Foram realizados 16 ensaios de teor de cloretos no concreto, correspondendo a 15 pilares, uma vez que apenas o Pilar P10 da Fachada Oeste teve duas amostras ensaiadas. Os ensaios em laboratório resultaram em teores de cloretos em relação à massa de concreto, sendo assim foi necessário transformar esses valores em teores de cloretos em relação à massa de cimento, isto com objetivo de comparar os resultados com as normas internacionais.

Dos pilares analisados, 62,50% estariam reprovados pelas normas internacionais, quando tratadas de forma isolada, 71% dos pilares da Fachada Oeste estavam reprovados, 50% na Fachada Sul, 60% na Fachada Leste e 50% na Fachada Norte. Considerando o teor médio de cloreto em relação à massa de concreto, a Fachada Oeste apresentou 0,86%, 0,41% para a Fachada Norte, 0,30% para a Fachada Leste e 0,22% para a Fachada Sul.

A Fachada Sul apresentou o menor teor médio de cloretos, embora tenha mostrado o maior grau de degradação entre as quatro fachadas, isto muito provavelmente pelas condições de exposição, que incluem, a ação de ciclos de molhagem e secagem, no caso das Fachadas Sul e Leste. Estes ciclos fazem com que o teor de cloreto máximo ocorra através de um pico localizado a uma determinada profundidade da superfície, sendo assim, os valores próximos a superfície são menores.

A variável distância do mar não pode ser analisada de forma individual na determinação do teor de cloretos; a direção dos ventos, a temperatura e a umidade são fundamentais para explicar a velocidade e a dinâmica da frente de penetração de cloretos.

A inspeção detalhada nas armaduras da estrutura através das medidas de espessura de cobrimento dos pilares revelou uma grande variabilidade. Foram analisados quinze pilares das quatro fachadas com os seguintes resultados médios: Leste – 3,00 cm, Oeste – 3,40 cm, Norte – 2,15 cm e Sul – 3,10 cm. A menor espessura de cobrimento da Fachada Norte não foi determinante para acelerar a deterioração dos seus pilares, pois as duas construções adjacentes serviram de anteparo contra a ação da névoa salina, garantindo assim uma maior proteção.

Os resultados obtidos no referido experimento apontam para comportamentos distintos entre as quatro fachadas da edificação. As variações entre as quatro fachadas analisadas (Leste, Oeste, Norte e Sul) ficaram claras, após os ensaios.

Registrou-se, inclusive, diferenças consideráveis entre pilares da mesma fachada, como verificado entre o P40 e P43 ambos da Fachada Norte. A dureza superficial do concreto e o teor de cloretos no concreto eram maiores no P43 do que no P40, por outro lado, a espessura de cobrimento era maior no P40 do que no P43. O P40 estava a uma distância de 34,10 m do mar, enquanto que o P43 a 74,10 m do mar. O teor de cloretos em relação à massa de cimento era bem maior no P43. Portanto, a espessura de cobrimento e a proteção proporcionada pelos anteparos, mostraram-se fundamentais para explicar as diferenças entre os resultados dos pilares P43 e P40.

As variações decorreram entre outras coisas, das diferentes condições de exposição, a existência de barreiras físicas na forma de anteparos, como ficou provado, podem significar uma proteção contra a névoa salina e consequentemente uma maior vida útil para peça.

O Armazém 6 apresentou grande número de manifestações patológicas, os 29 anos de utilização sem a realização de manutenções periódicas provocaram danos consideráveis à estrutura. O meio ambiente teve papel fundamental na deterioração da edificação em concreto armado. A conjunção de três micro ambientes: marinho, urbano e industrial mostraram-se demasiadamente nocivos ao concreto. Era natural que os pilares desta edificação, evidenciassem a deterioração do concreto, contudo esta deterioração não aconteceu de forma homogênea, revelando diferentes estágios de deterioração para as quatro fachadas do Armazém 6.

O presente trabalho seguiu o caminho de várias pesquisas que relacionam o tema degradação do concreto com a ação de agentes agressivos do meio ambientes. Os resultados obtidos apontam a necessidade de normatização de um teor máximo de cloretos no concreto, tema este que faz parte das normas internacionais.

O correto diagnóstico da estrutura é fundamental para execução de uma recuperação, pois pode ampliar significativamente a vida útil da edificação.

## **5.2. Sugestões de Trabalhos Futuros**

Após a realização do presente experimento restou a necessidade de desenvolver e aprofundar

pesquisas nos seguintes temas:

1. Realizar ensaios de perfil de cloreto em estruturas portuárias, com vistas a entender a velocidade e a dinâmica da penetração da frente de cloretos;
2. Acompanhar através de ensaios, por um período de tempo determinado, a evolução do teor de cloretos no concreto em estruturas expostas a ambientes agressivos.

## REFERÊNCIAS

AGUIAR, J. E. **Avaliação dos ensaios de durabilidade do concreto armado a partir de estruturas duráveis**. 2006, 173 f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.

ALVES, A. M. C. **Contribuição à análise da perspectiva de vida útil de estruturas em concreto face ao teor de cloretos registrado em Maceió – AL**. 2007, 116 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2007.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI :1992**, ACI Committee 209, Subcommittee II. Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures, Report ACI 209R-92, Detroit, March, pp. 1- 12.

ANDRADE, M. D. C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. São Paulo. Editora PINI. 1992.

ANDRADE, T. Tópicos Sobre Durabilidade do Concreto. In: ISAIA, G. C (Ed). **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações 1**. São Paulo: Ibracon, 2005. p. 753-792.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6023**: Informação e documentação – Referências – Elaboração. Rio de Janeiro, 2002.

\_\_\_\_\_. **NBR-6118**: Projetos de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_. **NBR-10520**: Informação e documentação – Citações em documentos - Apresentação. Rio de Janeiro, 2002.

\_\_\_\_\_. **NBR-7584**: Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Rio de Janeiro, 2012.

\_\_\_\_\_. **NBR-12655**: Concreto – Preparo, Controle e Recebimento. Rio de Janeiro, 2006.

BALTAZAR, M. et al. **Influencia del medio ambiente en el comportamiento electroquímico del hormigón armado – Proyecto DURACON**. Scientia et Technica, Xalapa, ano XIII, n. 36, 2007.

BARBOSA, P. et al. **Influência de ciclos de molhamento e secagem, da altura e do posicionamento de pilares no teor de íons cloreto presentes no concreto de estrutura com 30 anos de idade**. Seminário e Workshop em Engenharia Oceânica – SEMENGO. Rio Grande, 2004.

BAUER, L. A. F. **Materiais de Construção 1**, Rio de Janeiro: LTC, 1998.

CARVAJAL, A. M.; ARAYA, G.; MATURANA, P. **Diagnosis and rehabilitation possibilities of real reinforced concrete structure**. Revista de La Construcción, Santiago, v. 7, n. 1, 2008.

CASTRO, E. **Estudo da resistência à compressão do concreto por meio de testemunho de pequeno diâmetro e esclerometria**. 2009, 112 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2009.

CEB, Durable Concrete Structures. CEB Design Guide- Bulletin d'Information n°182, 1992.

CRUZ NETO, J. M. et al. **Avaliação da Despassivação da Armadura por Meio do Perfil de Cloretos e Carbonatação em Estruturas de Concreto em Região Agressiva com 20 anos de Idade – Porto do Recife**. Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto, Recife, 2005.

EVANGELISTA, A. C. J. **Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos**. 2002, 219-f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

FERNÁNDEZ, E. M. **Corrosión de armaduras en estructuras de hormigón: estudio experimental de la variación de la ductilidad en armaduras corroídas aplicando del criterio de acero equivalente**. 2008, 322-f. Tese (Doutorado em Engenharia de Materiais) Departamento de Ciência e Engenharia de Materiais e Engenharia Química, Universidade

Carlos III Madrid, Madri, 2008.

FERREIRA, J. P. S. **Construção de edifícios em ambiente aquático**. 2009, 95-f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2009.

FERREIRA, O. P.; ALMEIDA, A. F. S. **Revestimentos poliméricos para proteção à corrosão bacteriológica do concreto**. São Carlos, 2002.

FIGUEIREDO, E. P. Efeitos da carbonatação e de cloretos no concreto. In: ISAIA, G. C (Ed). **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações 2**. São Paulo: Ibracon, 2005. p. 793-827. 2005.

FIGUEIREDO, C. R.; NEPOMUCENO, A. A. **Uso do concreto aparente em Brasília: uma abordagem segundo o fenômeno da carbonatação**. Paranoá Eletrônico, Brasília, Volume 9, 2007.

FRANÇA, C. B. **Avaliação de Cloretos Livres em Concretos pelo Método de Aspersão de Solução de Nitrato de Prata**. 2011, 85-f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2011.

GALVÃO, J. M. P. **Técnicas de ensaio in-situ para avaliação do comportamento mecânico de rebocos em fachadas – esclerómetro e ultra-sons**. 2009, 136 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2009.

GENTIL, V. **Corrosão**. Escola de Química da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Editora LTC. 5ª Edição, 2007.

GUIMARÃES, A. T. C.; CASTAGNO JR, R.; HELENE, P. R. L. **Intensidade de ataque de cloretos: considerações sobre a distância do concreto em relação à água do mar**. Teoria e Prática na Engenharia Civil, São Paulo, n. 3, 2003.

GOUVEIA, J. C. M. **Degradação do betão por fenômenos de carbonatação: armaduras das edificações após 50 anos na cidade de Lisboa.** 2010, 113-f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2010.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado,** 1993, 231 f. Tese (Livre Docência em Engenharia Civil) Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. **Sistema de Contas Nacionais Trimestrais.** Banco de Dados, 2011.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA - INMET. **Seção de Meteorologia Aplicada.** Banco de Dados Meteorológicos, 2011.

LEMOS, S. P. P. **Avaliação do grau do dano das estruturas do subsolo de três edifícios situados na região metropolitana do Recife/PE,** 2006, 130 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Departamento de Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2006.

LIMA, M. G. Ação do Meio Ambiente sobre as Estruturas de Concreto. In: ISAIA, G. C (Ed). **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações 1.** São Paulo: Ibracon, 2005. p. 713-751.

LIMA, M. G.; MORELLI, F. **Caracterização da agressividade do ambiente marinho às estruturas de concreto.** São José dos Campos, 2004.

MEDEIROS, M.; HELENE, P. R. L. **Concreto Armado x Ambiente Marítimo: por que proteger e o que considerar para especificar ?** Concreto & Construções, n. 49, São Paulo, 2008.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **CONCRETO: Microestrutura, Propriedades e Materiais.** Revisores e coordenadores: Nicole Pagan Hasparyk, Paulo Helene & Vladimir Antonio Paulon. São Paulo: IBRACON, 2008.

MIRANDA, A. M. **Influência da proximidade do mar em estrutura de betão.** 2006, 204 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Faculdade de Engenharia,



Universidade do Porto, Porto, 2006.

MORENO, E. I. et al. **Efecto del ambiente en el concreto reforzado después de cuatro años de exposición urbana en Yucatán (proyecto DURACON)**. Red de Revistas Científicas de América Latina, el Caribe, España y Portugal, Yucatán, v. 13, n 3, Santiago, 2009.

MOTA, A. C. M. **Avaliação da Presença de Cloretos Livres em Argamassas através do Método Colorimétrico de Aspersão de Solução de Nitrato de Prata**. 2011, 108-f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade de Pernambuco, Recife, 2011.

NEPOMUCENO, A. A. Mecanismo de Transporte de Fluidos no Concreto. In: ISAIA, G. C (Ed). **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações 1**. São Paulo: Ibracon, 2005. p. 793-827.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto**. 2.ed. São Paulo: PINI, 1997.

ODRIOZOLA, M. A. B. **Corrosión de las armaduras del hormigón armado en ambiente marino: zona de carrera de mareas y zona sumergida**. 2007, 544 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Escuela Técnica de Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Pueros, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, 2007.

PONTES, R. B. **Disseminação de Íons Cloreto na Orla Marítima no Bairro de Boa Viagem, Recife – PE**. 2006, 122-f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2006.

PONTES, R. B. et al. **Clasificación de la agresividad costera de Recife en función del nivel de contaminación por cloruros**. Ingeniería, Revista Académica de la FI-UADY, 15-1, pp 19.26, ISSN: 1665-529-X. 2011.

RIBEIRO, J. L. S. **Contribuição para a Avaliação da Compatibilidade Eletroquímica entre Argamassa de Reparo e Concreto Carbonatado**. 2009, 122-f, Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

ROMANO, F. S. **Estudo do Ingresso de Cloretos em Concretos Localizados no Litoral Norte do Rio Grande do Sul**. 2009, 151-f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2009.

SILVA, V. M.; LIBORIO, J. B. L. **Vigas em Concreto Armado em Serviço Submetidas à Carbonatação**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 10, n. 45, p. 75-90, 2008.

SILVA, C. A. **Comportamento dos Perfis de Cloreto em Tetrápodes localizados nos Molhes da Barra (Rio Grande – RS – Brasil)**. 2010, 287-f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica), Programa de Pós-graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande, 2010.

SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. 1ª Edição, Ed. Pini, São Paulo, 2009.

TORRES, A. S. **Corrosão por Cloretos em Estruturas de Concreto Armado: Uma Meta-Análise**. 2011, 169-f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2011.

VALLEJOS, C. R. V.; SUZUKI, R. S. L. P. **Parâmetros que Influyen em los Resultados de los Ensayos no Destructivos de Esclerometría y Ultrasonido**. Assunção, 2009.

VERA, R. et al. **DURACON: Influencia de la Acción del Medio Ambiente en la Durabilidad del Concreto. Resultados Preliminares de Chile**. Revista de La Construcción, Santiago, v. 7, n. 2, 2008.