



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

NATÁLIA MÜLLER PINTAN

**MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS E ESTUDO DA CORROSÃO
PRESENTE EM PONTES DO RECIFE**

Recife, PE
2013



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

NATÁLIA MÜLLER PINTAN

**MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS E ESTUDO DA CORROSÃO
PRESENTE EM PONTES DO RECIFE**

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

Área de Concentração: Construção Civil

Orientadora: Prof.^a Dr.^a Eliana Cristina Barreto Monteiro

Recife, PE
2013

NATÁLIA MÜLLER PINTAN

**MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS E ESTUDO DA CORROSÃO
PRESENTE EM PONTES DO RECIFE**

BANCA EXAMINADORA:

Orientadora:



Prof.^a Dr.^a Eliana Cristina Barreto Monteiro
Universidade de Pernambuco

Examinadores:



Prof. Dr. Angelo Just da Costa e Silva
Examinador externo
Universidade Católica de Pernambuco



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

Recife, PE
2013

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por mais essa oportunidade e a meus familiares por seu apoio.

À minha orientadora Professora Eliana Barreto que me acompanhou e apoiou desde a graduação até o mestrado, sempre dando forças e conselhos.

Aos amigos Clarissa, Renata, Izabela, Dannyelle, Eudes, Marcio, Thâmara e Igor os quais desejo todo sucesso e felicidade. Muito obrigada pela força e incentivo. Ao mais novo engenheiro João Ribeiro, por toda força dada e dúvidas retiradas. Ao Engenheiro Pedro pela ajuda e interesse.

Ao laboratorista da Poli, Fábio, por toda ajuda durante todo o mestrado.

A Capes e à Facepe pelo apoio financeiro.

Ao Prof. Dr. Enio Pazini por toda a atenção, esclarecimentos e sugestões durante a minha pesquisa. A Me. Pricilla Euqueres pelas dúvidas retiradas e sugestões.

Ao Prof. Dr. Paulo Helene e ao Prof. Dr. Arnaldo Cardim pelos esclarecimentos e sugestões durante a minha pesquisa.

Obrigada a todos que diretamente ou indiretamente me ajudaram e me apoiaram nessa etapa da minha vida.

PINTAN, Natália Müller. **Manifestações patológicas e estudo da corrosão presente em pontes do Recife**. Recife: UPE, 2013. 173 p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Recife.

RESUMO

O Recife está situado sobre uma planície de aluviões, os quais são depósito de cascalho, areia e argila, constituído por ilhas, penínsulas, alagados e manguezais, cortados por pontes e viadutos, onde muitas das mesmas são antigas. Essas obras de arte foram executadas há muitos anos, e as normas de concepção e execução vigentes na época eram bem diferentes das exigidas atualmente. Algumas dessas pontes já passaram até por uma recuperação, mas nenhuma segue uma rotina de vistoria e manutenção preventiva. A pesquisa proposta avaliou a deterioração de oito pontes presentes no Recife. Abrangendo o estudo dos diversos tipos de manifestações patológicas encontradas, assim como a realização de ensaios analisando o estado de conservação, localizadas na orla, semi-orla e região interna do Recife. A metodologia proposta consistiu em uma inspeção preliminar, inspeção detalhada, análise de dados e diagnósticos. Os ensaios realizados foram o de indicador de cloretos, profundidade de carbonatação, esclerometria e potencial de corrosão, todos conforme recomendações das normas nacionais e internacionais vigentes. As estruturas das pontes apresentaram uma grande incidência de manifestações patológicas, a que mais se destacou foi a presença de umidade, o mesmo se deve ao fato do incorreto funcionamento do sistema de drenagem, o que pode ter acelerado a corrosão de armaduras, que em sua grande maioria foi devido aos íons cloreto por sua proximidade ao mar, e em alguns casos também foi detectada a presença da corrosão por carbonatação. Apesar dos valores obtidos no ensaio de potencial de corrosão algumas estruturas apresentaram uma incerteza no estado de corrosão. O índice esclerométrico constatou uma boa qualidade do concreto. Diante dos resultados encontrados foi criada uma sugestão de recuperação das pontes, assim como uma rotina de manutenção.

Palavras-chave: Pontes. Manifestações patológicas. Ensaios.

PINTAN, Natalia Müller. **Manifestations and pathological study of corrosion present in in bridges of Recife**. Recife: UPE, 2013. 173 p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Recife.

ABSTRACT

The Recife is situated on a plain alluvium, which are deposit gravel, sand and clay. It consists of islands, peninsulas, and mangrove swamps, cut by bridges and overpasses, where many of them are old. These works of art have been performed for many years, and the design and implementation standards prevailing at the time are quite different from those currently required. Some of these bridges have gone up by a recovery, but none follows a routine inspection and preventive maintenance. The proposed research assessed the deterioration of eight bridges present in Recife. Covering the study of various types of pathologies encountered, as well as analyzing the testing condition, located on the waterfront, semiflange and inner region of Recife, the methodology consisted of a preliminary inspection, detailed inspection, data analysis and diagnostics. The tests were conducted to gauge chlorides, carbonation depth, rebound hammer and corrosion potential; they have to follow the recommendations of national and international standards. The bridge structures showed a high incidence of pathological manifestations. The one that stood out was the presence of moisture because of the incorrect functioning of the drainage system, which may have accelerated the corrosion of reinforcement, which in its most were due to chloride ions by its proximity to the sea, and in some cases was also detected the presence of corrosion by carbonation. Although the values obtained in the test of corrosion potential showed some structures uncertainty in the state of corrosion. The test sclerometry indicated good quality of concrete. Considering the results created a suggestion for recovery of bridges as well as routine maintenance.

Keywords: Bridges. Pathological manifestations. Assays.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 -	Lei de evolução de custos, Lei de Sitter (MONTEIRO <i>apud</i> SITTER, 1984)	20
Figura 2.1 -	Elementos componentes de uma ponte (VITÓRIO, 2002)	24
Figura 2.2 -	Elementos de superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura – seção transversal típica (VITÓRIO, 2002)	25
Figura 2.3 -	Ponte em nível (ODEBRECHT, 2002)	27
Figura 2.4 -	Ponte em rampa (ODEBRECHT, 2002)	27
Figura 2.5 -	Ponte curvilínea (ODEBRECHT, 2002)	28
Figura 2.6 -	Seção transversal de ponte em laje maciça (VITÓRIO, 2002)	28
Figura 2.7 -	Viga simplesmente apoiada com diversos vãos (VITÓRIO, 2002)	29
Figura 2.8 -	Viga simplesmente apoiada com extremidades em balanço (VITÓRIO, 2002)	29
Figura 2.9 -	Ponte em viga Gerber (VITÓRIO, 2002)	30
Figura 2.10 -	Detalhe do dente Gerber (VITÓRIO, 2002)	30
Figura 2.11 -	Seção transversal de ponte em estrado celular (BENAIM, 2008)	30
Figura 2.12 -	Seção transversal de tabuleiro em grelha (VITÓRIO, 2002).	31
Figura 2.13 -	Seção longitudinal de ponte em pórtico (PINHO; BELLEI, 2007).	31
Figura 2.14 -	Ponte em arco com estrado superior desligado do arco (PFEIL, 2004)	32
Figura 2.15 -	Vista longitudinal de uma ponte pênsil e seção transversal (MARCHETTI, 2008)	32
Figura 2.16 -	Vista longitudinal de uma ponte estaiada (PFEIL, 2004)	33
Figura 2.17 -	Leitura da frente de penetração de cloretos de 10 em 10 mm (FIGUEIREDO, 2000)	38
Figura 2.18 -	Área para ensaio de esclerometria (NBR 7584, 2012)	42
Figura 2.19 -	Ilustração da sequência de execução do ensaio de esclerometria (MEHTA; MONTEIRO, 2008)	42
Figura 2.20 -	Avaliação da qualidade do concreto em função do índice esclerométrico médio (MELO, 2011)	44
Figura 2.21 -	Ilustração do ensaio de potencial de corrosão (ASTM C 876, 2009)	46
Figura 2.22 -	Origem dos problemas patológicos (HELENE; PEREIRA, 2007)	49
Figura 2.23 -	Fissuras devido à carga imposta (CEB Nº 182, 1989)	53

Figura 2.24 -	Tipos de corrosão em armadura de concreto (Adaptação de SOUZA; RIPPER, 1998)	61
Figura 2.25 -	Formas de ocorrência de íons cloreto na estrutura do concreto (CASCUDO, 1997)	62
Figura 2.26 -	Grau de carbonatação em relação à umidade relativa do ar (CÁNOVAS, 1988)	65
Figura 2.27 -	Processo de corrosão eletroquímica (Adaptação de SOUZA; RIPPER, 1998)	66
Figura 2.28 -	Processo de degradação do concreto devido ao efeito expansivo do produto da corrosão (GENTIL, 2007)	68
Figura 3.1 -	Fluxograma das atividades de inspeção nas pontes	72
Figura 3.2 -	Mapa com a localização das pontes estudadas (GOOGLE EARTH, 2013)	73
Figura 4.1 -	Leitura dos pontos (mV) da Ponte 12 de Setembro	85
Figura 4.2 -	Leitura dos pontos (mV) da Ponte Maurício de Nassau	91
Figura 4.3 -	Leitura dos pontos (mV) da Ponte Santa Isabel	98
Figura 4.4 -	Leitura dos pontos (mV) da Ponte Engenheiro Antônio de Góes	105
Figura 4.5 -	Leitura dos pontos (mV) da Ponte de Afogados	111
Figura 4.6 -	Incidência de manifestações patológicas nas pontes do Recife	130
Figura 4.7 -	Sistema de drenagem das pontes inspecionadas	131
Figura 5.1 -	Vista da seção transversal, indicando o caimento e a localização do sistema de drenagem	134
Figura 5.2 -	Indicação do caimento mínimo e direção (Adaptação, DNIT 086, 2006)..	135
Figura 5.3 -	Pingadeira em concreto	136
Figura 5.4 -	Pingadeira de revestimento	136
Figura 5.5 -	Detalhe da junta de dilatação	137
Figura 5.6 -	Detalhe do aparelho de apoio	137

LISTA DE FOTOGRAFIAS

Fotografia 1.1 -	Vista panorâmica do Recife (HANS, 2012)	18
Fotografia 2.1 -	Aspersão de nitrato de prata, indicando ausência de cloretos livres (FIGUEIREDO, 2000)	37
Fotografia 2.2 -	Aspersão de nitrato de prata, indicando a presença de cloretos livres (FIGUEIREDO, 2000)	37
Fotografia 2.3 -	Indicadores químicos para verificação de pHs (ÁTIS, 2004)	40
Fotografia 2.4 -	Esclerômetro de impacto Schmidt – modelo N (SOLOCAP, 2013)	41
Fotografia 4.1 -	Vista da Ponte 12 de Setembro	79
Fotografia 4.2 -	Estruturas independentes da Ponte 12 de Setembro	80
Fotografia 4.3 -	Corrosão na laje inferior do caixão celular da Ponte 12 de Setembro	80
Fotografia 4.4 -	Drenos obstruídos, com umidade e armaduras expostas na Ponte 12 de Setembro	81
Fotografia 4.5 -	Pontos de eflorescência e fissuras aleatórias na Ponte 12 de Setembro	81
Fotografia 4.6 -	Fissura/trinca vertical no pilar parede e presença de umidade na Ponte 12 de Setembro	82
Fotografia 4.7 -	Local onde foram realizados os ensaios de carbonatação e cloretos na Ponte 12 de Setembro	82
Fotografia 4.8 -	Presença de cloretos livres e indicação de carbonatação na Ponte 12 de Setembro	83
Fotografia 4.9 -	Local de realização do ensaio esclerométrico na Ponte 12 de Setembro	84
Fotografia 4.10 -	Vista da Ponte Maurício de Nassau	86
Fotografia 4.11 -	Varões para pendurar andaimes na Ponte Maurício de Nassau	87
Fotografia 4.12 -	Tubulações fixadas na estrutura e pontos de infiltrações na Ponte Maurício de Nassau	87
Fotografia 4.13 -	Fissuras longitudinais e infiltração na longarina da Ponte Maurício de Nassau	88
Fotografia 4.14 -	Local de realização dos ensaios e corrosão e exposição das armaduras na Ponte Maurício de Nassau	88
Fotografia 4.15 -	Presença de cloretos livres na Ponte Maurício de Nassau	99

Fotografia 4.16 -	Ensaio de carbonatação na Ponte Maurício de Nassau.....	99
Fotografia 4.17 -	Local de realização do ensaio esclerométrico na Ponte Maurício de Nassau	90
Fotografia 4.18 -	Vista da Ponte Santa Isabel ou Princesa Isabel	92
Fotografia 4.19 -	Vista de um dos apoios das vigas da Ponte Santa Isabel	93
Fotografia 4.20 -	Pontos de corrosão nas armaduras da Ponte Santa Isabel	93
Fotografia 4.21 -	Pontos de corrosão nas armaduras e fissuras na Ponte Santa Isabel	94
Fotografia 4.22 -	Pontos de eflorescência na Ponte Santa Isabel	94
Fotografia 4.23 -	Fixação das tubulações na Ponte Santa Isabel	95
Fotografia 4.24 -	Local onde foram realizados os ensaios de carbonatação e cloretos na Ponte Santa Isabel	95
Fotografia 4.25 -	Presença de cloretos livres e indicação de carbonatação na Ponte Santa Isabel	96
Fotografia 4.26 -	Local de realização do ensaio de esclerometria da Ponte Santa Isabel	97
Fotografia 4.27 -	Vista da Ponte Engenheiro Antônio de Góes (Ponte Governador Agamenon Magalhães)	99
Fotografia 4.28 -	Ponte recuperada, apoios com corrosão e fundação submersa da Ponte Engenheiro Antônio de Góes	99
Fotografia 4.29 -	Pontos de umidade e eflorescência da Ponte Engenheiro Antônio de Góes	100
Fotografia 4.30 -	Fissuras e corrosão de armaduras na Ponte Engenheiro Antônio de Góes	101
Fotografia 4.31 -	Infiltrações presentes na estrutura onde se situam as tubulações da Ponte Engenheiro Antônio de Góes	101
Fotografia 4.32 -	Corrosão devido à variação da maré e local de realização dos ensaios na Ponte Engenheiro Antônio de Góes	102
Fotografia 4.33 -	Contaminação por cloretos na Ponte Engenheiro Antônio de Góes	103
Fotografia 4.34 -	Ensaio de carbonatação na Ponte Engenheiro Antônio de Góes	103
Fotografia 4.35 -	Local de realização dos ensaios de esclerometria na Ponte Engenheiro Antônio de Góes	104
Fotografia 4.36 -	Vista da Ponte de Afogados	106
Fotografia 4.37 -	Sistema de drenagem com indicio de umidade e eflorescência na Ponte de Afogados	106

Fotografia 4.38 -	Pontos de corrosão na armadura e deterioração do concreto da Ponte de Afogados	107
Fotografia 4.39 -	Pontos de corrosão no pilar parede da Ponte de Afogados	107
Fotografia 4.40 -	Pontos de corrosão e fissuras no pilar parede da Ponte de Afogados	108
Fotografia 4.41 -	Fixação das tubulações e ponto de estouramento na Ponte de Afogados	108
Fotografia 4.42 -	Ensaio de carbonatação na Ponte de Afogados	109
Fotografia 4.43 -	Ensaio de indicador de cloretos na Ponte de Afogados	110
Fotografia 4.44 -	Local de realização do ensaio de esclerometria na Ponte de Afogados	110
Fotografia 4.45 -	Vista da Ponte Buarque de Macedo	112
Fotografia 4.46 -	Pontos de umidade e pontos de eflorescência na Ponte Buarque de Macedo	113
Fotografia 4.47 -	Infiltrações no tabuleiro e drenos desobstruídos na Ponte Buarque de Macedo	113
Fotografia 4.48 -	Varões para pendurar andaimes, fissuras e marcas de concretagem na Ponte Buarque de Macedo	114
Fotografia 4.49 -	Vista da Ponte Duarte Coelho (Ponte da Maxambomba)	115
Fotografia 4.50 -	Vista das longarinas e fundação submersa da Ponte Duarte Coelho	116
Fotografia 4.51 -	Troca dos aparelhos de apoio e reforço na base das longarinas da Ponte Duarte Coelho	116
Fotografia 4.52 -	Recuperação da laje e das transversinas e possível ponto de infiltração na Ponte Duarte Coelho	117
Fotografia 4.53 -	Vista da Ponte Governador Paulo Guerra	118
Fotografia 4.54 -	Corrosão das armaduras e degradação do concreto nos apoios, fissuras expressivas nos blocos de fundação com configuração de mapa na Ponte Governador Paulo Guerra (HELENE, 2002)	119
Fotografia 4.55 -	Corrosão das armaduras com perda de seção, fissuras expressivas nos blocos de fundação na Ponte Governador Paulo Guerra (HELENE, 2002)	120
Fotografia 4.56 -	Blocos recuperados, apoios trocados e consoles para o alteamento da estrutura da Ponte Governador Paulo Guerra	121

Fotografia 4.57 -	Pontos de infiltração próximos aos drenos da Ponte Governador Paulo Guerra	122
Fotografia 4.58 -	Apoios recuperados com problemas de destacamento do concreto na Ponte Governador Paulo Guerra	122
Fotografia 4.59 -	Apoios com problemas de destacamento do concreto, exposição de armaduras e fissuras na Ponte Governador Paulo Guerra	123

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 -	Limite máximo de cloretos (GENTIL, 2007)	38
Tabela 2.2 -	Parâmetros para avaliação da qualidade do concreto (CHEFDEVILLE, 1995 <i>apud</i> MONTEIRO, 2012)	43
Tabela 2.3 -	Parâmetros para avaliação dos valores de potencial de corrosão (ASTM C 876, 2009)	47
Tabela 2.4 -	Classes de agressividade ambiental (NBR 6118, ABNT 2007)	59
Tabela 2.5 -	Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal (NBR 6118, ABNT 2007)	59
Tabela 2.6 -	Exigências de qualidade do concreto em função da agressividade do ambiente (NBR 6118, ABNT 2007)	70
Tabela 4.1 -	Valores obtidos no ensaio esclerométrico na Ponte 12 de Setembro	85
Tabela 4.2 -	Valores obtidos no ensaio esclerométrico na Ponte Maurício de Nassau	91
Tabela 4.3 -	Valores obtidos no ensaio esclerométrico da Ponte Santa Isabel	98
Tabela 4.4 -	Valores obtidos no ensaio esclerométrico da Ponte Engenheiro Antônio de Góes	104
Tabela 4.5 -	Valores obtidos no ensaio esclerométrico na Ponte de Afogados	111
Tabela 4.6 -	Resumo do histórico das pontes	124
Tabela 4.7 -	Resumo da inspeção preliminar	126
Tabela 4.8 -	Resumo da inspeção detalhada	128

LISTA DE ABREVIACOES

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
Mpa	Mega Pascal
IE(M)	ndice esclerométrico médio efetivo
IE	ndice esclerométrico médio
EMLURB	Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
CEB	Comite Internacional Europeu do concreto

LISTA DE SÍMBOLOS

a/c	Relação água/cimento
Ca(OH)_2	Hidróxido de cálcio
NaOH	Hidróxido de sódio
KOH	Hidróxido de potássio
AgNO_3	Nitrato de Prata
Cl^-	Íon Cloreto
C_3A	Aluminato Tricálcico
C_4AF	Ferro Aluminato Tetracálcico
CO_2	Dióxido de Carbono
C_2S	Silicato Dicálcico
C_3S	Silicato Tricálcico
Fe^{2+}	Íons Ferro
H^+	Íon Hidrogênio
H_2O	Monóxido de Hidrogênio
OH^-	Íon Hidroxila
O_2	Gás Oxigênio
pH	Potencial Hidrogeniônico
Fe(OH)_2	Hidróxido de ferro II
Fe(OH)_3	Hidróxido de ferro III

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	18
1.1 Justificativa do tema	19
1.2 Delimitações do tema	21
1.3 Objetivos	21
<i>1.3.1 Objetivo Geral</i>	21
<i>1.3.2 Objetivos Específicos</i>	21
1.4 Metodologia da pesquisa	22
1.5 Estrutura da dissertação	22
2 REFERENCIAL TEÓRICO	24
2.1 Pontes	24
<i>2.1.1 Definições e elementos constituintes das pontes</i>	24
<i>2.1.2 Classificação das pontes</i>	26
2.2 Inspeção e diagnóstico	33
<i>2.2.1 Inspeção preliminar</i>	34
<i>2.2.2 Inspeção detalhada</i>	34
<i>2.2.2.1 Avaliação de cloretos livres pelo método colorimétrico de aspersão de nitrato de prata</i>	36
<i>2.2.2.2 Avaliação da carbonatação pelo método colorimétrico de aspersão de fenolftaleína, timolftaleína ou amarelo de alizarina (Profundidade de carbonatação)</i>	39
<i>2.2.2.3 Esclerometria</i>	40
<i>2.2.2.4 Ensaio eletroquímico com o potencial de corrosão</i>	45
<i>2.2.3 Diagnóstico</i>	47
2.3 Manifestações patológicas	48
2.3.1 Fissuras	51
<i>2.3.1.1 Fissuras causadas por movimentações térmicas</i>	52
<i>2.3.1.2 Fissuras causadas pela atuação de sobrecargas</i>	52
<i>2.3.1.3 Fissuras causadas por deformabilidade excessiva de estruturas de concreto armado</i>	53
<i>2.3.1.4 Fissuras causadas pela retração de produção à base de cimento</i>	54

2.3.1.5 Fissuras causadas por alterações químicas dos materiais de construção	55
2.3.2 Ataques químicos	55
2.3.2.1 Eflorescências	56
2.3.2.2 Ataque por sulfatos	57
2.3.2.3 Ataque por ácidos	57
2.3.3 Corrosão das Armaduras	57
2.3.3.1 Ataque por íons cloretos	61
2.3.3.2 Presença de anidrido carbônico (gás carbônico), CO ₂	63
2.3.3.3 Natureza eletroquímica da corrosão nas armaduras do concreto	66
2.3.3.4 Proteção contra Corrosão de Armaduras	69
2.3.4 Ataques Físicos	70
2.3.5 Bolor (mofo) e Limo	71
3 METODOLOGIA	72
3.1 Inspeção Preliminar	74
3.2 Inspeção detalhada	74
3.3 Realização de ensaios	75
3.3.1 Avaliação de cloretos livres pelo método colorimétrico de aspersão de nitrato de prata	75
3.3.2 Avaliação da carbonatação pelo método colorimétrico de aspersão de fenolftaleína (Profundidade de carbonatação)	75
3.3.3 Esclerometria	76
3.3.4 Potencial de Corrosão	76
3.4 Análise de dados	76
3.5 Diagnóstico	77
3.6 Recuperação, prognóstico e manutenção	77
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	78
4.1 Pontes Analisadas	78
4.1.1 Ponte 12 de Setembro (Antiga Ponte Giratória)	78
4.1.2 Ponte Maurício de Nassau	85
4.1.3 Ponte Santa Isabel ou Princesa Isabel	91
4.1.4 Ponte Engenheiro Antônio de Góes (Ponte Governador Agamenon Magalhães)	98

4.1.5 Ponte de Afogados	105
4.1.6 Ponte Buarque de Macedo	112
4.1.7 Ponte Duarte Coelho (Ponte da Maxambomba)	114
4.1.8 Ponte Governador Paulo Guerra	117
4.2 Histórico das pontes	124
4.3 Inspeção preliminar	126
4.4 Inspeção detalhada	128
5 AÇÕES CORRETIVAS, PROGNÓSTICO E MANUTENÇÃO	132
5.1 Recuperação dos pontos de corrosão de armaduras	132
5.2 Sistema de drenagem	134
5.3 Tratamento das tubulações	136
5.4 Tratamento das juntas de dilatação	136
5.5 Aparelhos de apoio	137
5.6 Prognóstico	138
5.7 Manutenção	139
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	140
6.1 Conclusões	141
6.2 Proposta para futuras pesquisas	142
REFERÊNCIAS	143
ANEXO A – CHECK LIST	150
ANEXO B – ENSAIO ESCLEROMÉTRICO	167

1 INTRODUÇÃO

Para Borelli (2007) a zona costeira brasileira, configura-se como um espaço com características e vantagens, de acesso restrito e espaço escasso. A zona costeira inclui quadros naturais de grande relevância ecológica, e a ocupação da faixa litorânea brasileira pauta-se, então, nas atividades portuárias. O litoral brasileiro se caracteriza pela presença de grande variedade de ecossistemas, entre eles se destacam: os ecossistemas estuarinos, de manguezais, recifes de corais, planícies inundáveis, entre outros.

O Recife é uma cidade conhecida como a Veneza Brasileira, onde é de se esperar que a sua paisagem seja caracterizada por inúmeros canais, rios e pontes, como mostra a Fotografia 1.1. Conhecidas como obras de arte especiais, as pontes são estruturas utilizadas para cruzar rios, lagos ou qualquer outro obstáculo que envolva água. Este tipo de obra é fundamental para cidades como o Recife, que se constitui de diversas ilhas.



Fotografia 1.1 - Vista panorâmica do Recife (HANS, 2012).

Essas pontes são bem antigas, e como é de nossa cultura, há uma ausência no sentido de se prevenir ou realizar manutenções periódicas nas estruturas de concreto armado. O que implica muitas vezes na deterioração precoce das estruturas, principalmente em cidades inseridas em ambientes agressivos, como é o caso do Recife.

As causas da deterioração podem ser as mais diversas, que são caracterizadas desde o envelhecimento natural da própria estrutura, uso incorreto dos mesmos, acidentes e até mesmo a irresponsabilidade de alguns profissionais que executam essas obras de qualquer forma, sem atentar para as especificações técnicas. Outro fator que também contribui para a degradação dessas obras é o fato das mesmas possuírem áreas de difícil acesso, impossibilitando assim uma inspeção para análise de desempenho das mesmas.

Segundo Rocha et al. (2011), as pontes são importantes obras inseridas no sistema viário, pois são utilizadas para deslocar um grande volume de pessoas, cargas, diminuindo o percurso. São construções de alto custo, se comparados com demais componentes do sistema viário. Seu desempenho é fundamental para não paralisar o sistema já que, uma vez realizada uma intervenção total ou parcial na mesma, irá produzir um desvio de tráfego que acarreta no aumento das distâncias e tempo de percurso para seus usuários, assim como danos de ordem social e econômica.

1.1 Justificativa do tema

Antigamente a durabilidade das estruturas de concreto armado não era um assunto de grande interesse, a não ser para a preservação de monumentos históricos. No entanto, as estruturas de antigamente tinham as características de serem duradouras, pois se tratam de estruturas robustas, apresentando problemas apenas após muitos anos de utilização. Entretanto, hoje durabilidade e vida útil das estruturas são assuntos que estão intimamente conectados e são fundamentais para o crescimento e modernização das técnicas construtivas, sendo cada vez mais discutidos durante a fase de projeto e execução das estruturas de concreto.

A durabilidade acaba quando a estrutura deixa de cumprir as funções para qual ela foi destinada. Segundo a NBR 15575 (ABNT, 2010) a vida útil é o período de tempo compreendido entre o início de uso de um produto e o momento em que seu desempenho deixa de atender as exigências do usuário. A vida útil pode ser normalmente prolongada através de ações de manutenção.

De acordo com Sitter (1984 *apud* MONTEIRO, 2005) a ausência da manutenção de estruturas em concreto armado é um tema bastante discutido em congressos, livros e por especialistas

das áreas técnicas. De acordo com a lei de evolução dos custos conhecida como Lei de Sitter (como mostra a Figura 1.2), os custos de correção de um problema em uma estrutura de concreto armado crescem segundo uma progressão geométrica de razão cinco. Ou seja, quanto mais cedo começa a se recuperar a estrutura, maior será a vida útil da mesma, e mais econômico será o processo de recuperação.

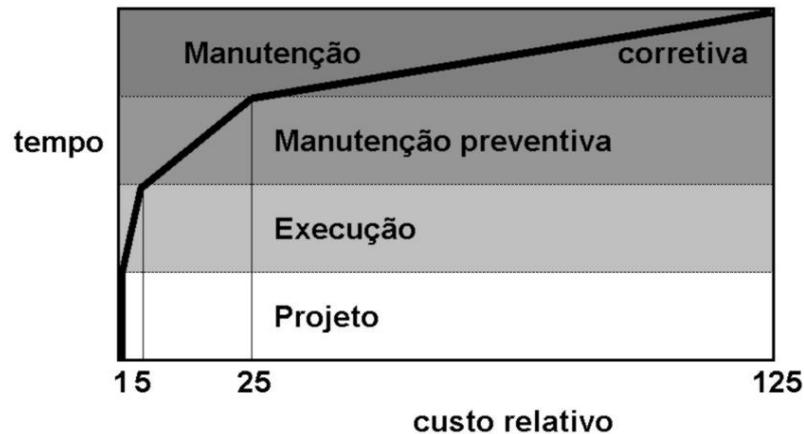


Figura 1.1 - Lei de evolução de custos, Lei de Sitter (SITTER, 1984 *apud* MONTEIRO, 2005).

Mesmo com a crescente preocupação com a deterioração das estruturas de concreto armado e sua durabilidade, constata-se hoje algumas estruturas que mostram desempenho insatisfatório, se confrontadas com as finalidades a que se propunham. Este complexo conjunto de fatores gera a deterioração estrutural. Hoje se pode observar um grande número de estruturas, não apenas no Brasil, mas em todo mundo, que apresentam deterioração precoce.

Para Pereira et al. (2010) em regiões mais próximas ao mar a deterioração do concreto por corrosão de armadura está relacionada com mais frequência à ação de íons cloretos. Já em ambientes industriais com um nível de agressividade elevado a presença de agentes agressivos no concreto é elevada. As construções em ambientes industriais são mais suscetíveis à deterioração, isto se deve ao fato de que, durante sua construção, muito provavelmente não foram tomadas as devidas precauções. Estes cuidados consistem desde a seleção dos materiais, características do projeto e execução, até o uso e a manutenção da edificação, onde muitas vezes não se é levado em consideração.

Nesse sentido, esta pesquisa se propõe a estudar o estado de conservação das pontes, avaliando e diagnosticando as possíveis manifestações patológicas encontradas nas estruturas

de oito pontes inseridas na zona costeira do Recife. Também foram realizados ensaios em algumas pontes para um melhor entendimento das mesmas, contribuindo assim para que haja uma mudança nessa cultura de falta de inspeção, manutenção e recuperação.

1.2 Delimitações do tema

A pesquisa proposta consistiu em uma inspeção muito mais visual, com a realização de poucos ensaios. Não houve a avaliação de capacidade estrutural, não foi possível a análise das intervenções já realizadas e também não foi verificado o tipo e o estado das fundações.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo Geral

Avaliar o estado de conservação de oito pontes com microclimas diferentes, localizadas na orla, semi-orla e região interna do Recife por modo do estudo das manifestações patológicas, seguido de sugestões para a recuperação e para as rotinas de manutenção.

1.3.2 Objetivos Específicos

- a) Vistoriar as pontes, analisando detalhadamente as manifestações patológicas do concreto encontradas, elaborando em seguida um diagnóstico.

- b) Observar, avaliar e estudar o estado de corrosão das armaduras. Indicando se está em processo de corrosão e se a mesma ocorreu devido à carbonatação do concreto, ou motivada pelo ataque de cloretos às armaduras, ou ainda por ambos, devido aos diferentes microclimas.

- c) Realizar ensaios em cinco pontes, com o intuito de caracterizar os problemas encontrados, tais como dureza superficial do concreto (esclerometria), medidas de potencial de corrosão, profundidade de carbonatação e avaliação de cloretos no concreto.

d) Comparar os problemas verificados, relacionando-os com a idade e o microclimas em que as pontes estão inseridas.

e) Elaborar uma recomendação para a recuperação das estruturas danificadas assim como criar uma rotina de manutenção.

1.4 Metodologia da pesquisa

A metodologia adotada consiste em uma junção das recomendações de Castro (1994) e da NBR 9452 (ABNT, 1986) para alcançar os objetivos propostos durante a realização da pesquisa, o qual consiste em uma inspeção preliminar, inspeção detalhada, análise de dados e diagnósticos.

A inspeção preliminar consistiu em um exame visual caracterizando o local onde a ponte esta inserida. Na inspeção detalhada foi realizado um levantamento de todas as manifestações patológicas e foram realizados ensaios, para uma melhor caracterização das manifestações patológicas encontradas. Depois de todos os levantamentos de dados os mesmos foram analisados e realizado um diagnóstico. Por último foi elaborado uma recomendação para a recuperação das estruturas danificadas e a criação de uma rotina de manutenção.

1.5 Estrutura da dissertação

O conteúdo da dissertação foi estruturado em oito capítulos, mostrados a seguir:

O Capítulo dois aborda todo o referencial teórico onde apresentam alguns conceitos sobre as pontes e os seus elementos constituintes; as inspeções, os diagnósticos e as manifestações patológicas mais frequentes nas estruturas de concreto e por último alguns dos ensaios realizados em estruturas de concreto.

O Capítulo três traz a metodologia aplicada em cada etapa da pesquisa, desde as inspeções, passando pelos ensaios, para posterior análise e diagnóstico.

O Capítulo quatro apresenta os resultados e as discussões sobre os estudos de caso em questão, comparando a incidência das manifestações patológicas e a frequência com que as mesmas ocorrem caracterizando seu ambiente.

O Capítulo cinco apresenta uma recomendação para a recuperação das estruturas danificadas assim como criação de uma rotina de manutenção evitando que as mesmas fiquem cada vez mais deterioradas e que sejam, mas duradouras.

O Capítulo seis apresenta as considerações finais sobre o tema da pesquisa, avaliando o desempenho das estruturas de concreto de algumas das pontes presentes no Recife.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Pontes

2.1.1 Definições e elementos constituintes das pontes

Na literatura existem diversas denominações para obras de arte especiais, como as pontes rodoviárias. Sabe-se de forma genérica que ponte é toda construção necessária para manter a continuidade de uma via quando existe algum tipo de obstáculo a ser transposto.

Para Pinho e Bellei (2007), ponte é toda obra de transposição, quando o obstáculo é molhado, como, por exemplo, rios, estreito; responsável por exercer a ligação entre as duas margens. Entretanto quando o obstáculo transposto não é constituído por molhado, como, por exemplo, vale e depressão; denomina-se a obra de viaduto. Elevada é uma obra que permite a continuidade de uma via, com elevação da estrutura, quando cruza um obstáculo em mesmo nível, como, por exemplo, outra via.

De acordo com Vitório (2002) as estruturas de uma ponte são divididas para seu estudo e projeto, pelos elementos componentes conforme mostrado na Figura 2.1.

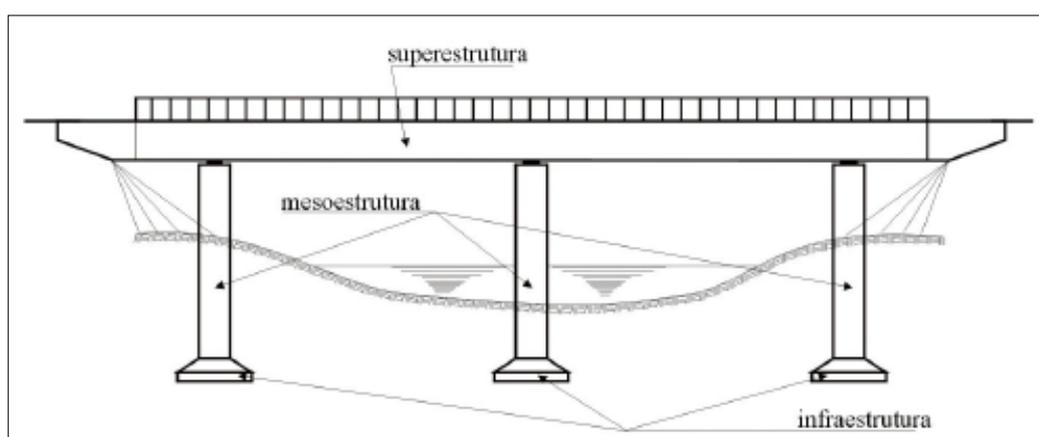


Figura 2.1 - Elementos componentes de uma ponte (VITÓRIO, 2002).

A superestrutura vence o vão a ser transposto, e é a parte da ponte que recebe diretamente as cargas de uso normal e funcional provenientes do tráfego dos veículos, peso próprio da estrutura entre outros, transferindo esses esforços para a mesoestrutura. É normalmente

denominada de tabuleiro ou estrado, sendo composta de vigamento longitudinal (vigas principais ou longarinas), de vigamento transversal (transversinas) e das lajes superior, e em alguns casos; mas precisamente em estrados do tipo celular; laje inferior (Figura 2.2).

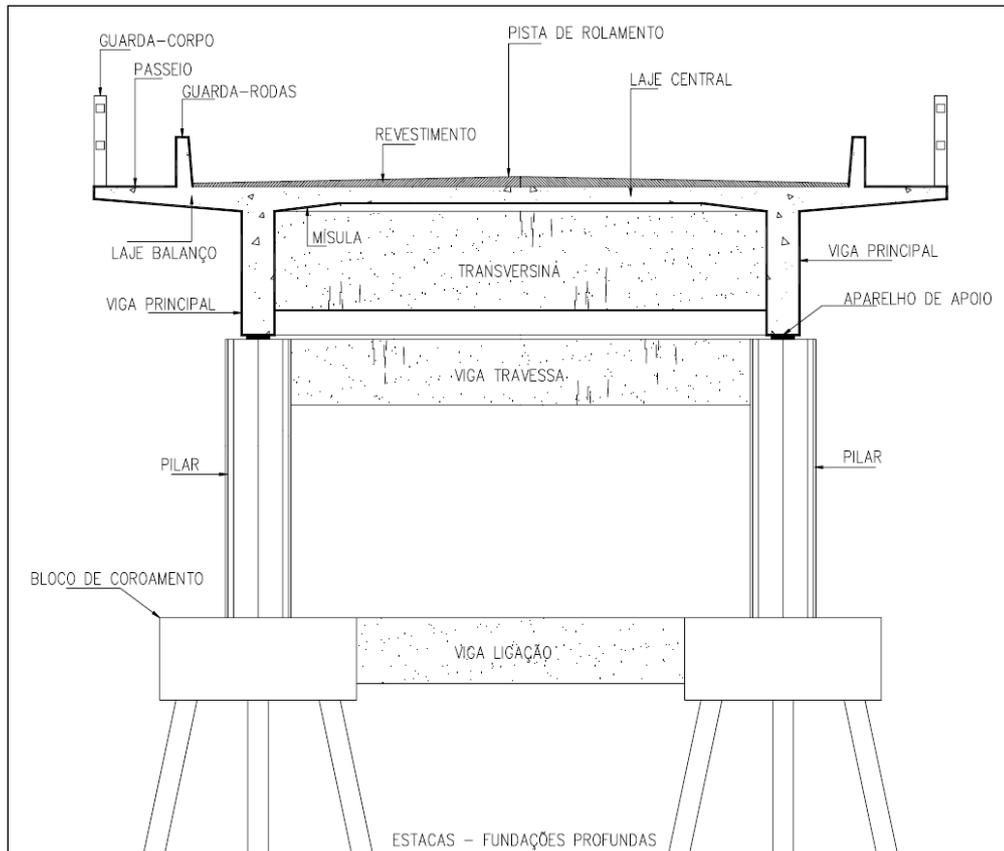


Figura 2.2 - Elementos de superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura – seção transversal típica (VITÓRIO, 2002).

São componentes da superestrutura das pontes: a pista de rolamento (uso de veículos); o passeio (destinado aos pedestres); o guarda-corpo ou gradil (proteção para os pedestres em relação ao obstáculo); o guarda-rodas ou barreira de New Jersey (elementos de proteção contra desvios acidentais dos veículos da faixa de rolamento); e o revestimento (acabamento da pista de rolamento).

De acordo com Odebrecht (2002), a mesoestrutura é uma estrutura intermediária, que recebe as cargas verticais e horizontais da superestrutura e as transmite para a infraestrutura. Seus principais componentes são: os aparelhos de apoio, responsável pelo controle da transmissão dos esforços produzidos na superestrutura, os pilares (simples ou compostos), as vigas de

ligação ou vigas travessas (de simples rigidez a transição); e as estruturas de contenção de solos, denominadas de cortinas. A infraestrutura, ou fundação, tem a finalidade de receber as cargas da estrutura, transmitindo-as para as camadas resistentes do solo. Fazem parte da infraestrutura, as sapatas ou blocos, em caso de fundação superficial, e os blocos de coroamento, vigas de ligação, estacas e tubulões, em caso de fundações profundas.

Apesar dos encontros das pontes estudadas não apresentarem nenhum tipo de manifestação patológica, os mesmos são de extrema importância. Para Vitório (2002) os encontros são componente fundamental para a estabilidade das pontes e viadutos, pois são elementos que, além de suportarem as cargas provenientes da superestrutura, fazem a contenção dos aterros nas extremidades, recebendo também, os empuxos horizontais causados por esses.

Ainda segundo a NBR 7187 (ABNT, 2003), as pontes devem apresentar alguns elementos e características para o seu correto desempenho, como podemos citar a presença de aberturas; as drenagens; as canalizações embutidas; juntas de concretagem e de dilatação; a ligação de elementos pré-moldados entre outros.

2.1.2 Classificação das pontes

De acordo com alguns autores como Benaim (2008), Marchetti (2008), Odebrecht (2002), Pfeil (2004), Pinho e Bellei (2007), Vitório (2002) as pontes podem ser classificadas segundo vários critérios, são eles:

- a) Segundo a extensão do vão (total) – bueiros que são conhecidos por vão até 2 m; pontilhões, por vão de 2 m a 10 m, e pontes, por vão maior do que 10 m.

- b) Segundo a durabilidade – pontes permanentes são aquelas construídas em caráter definitivo, sendo que sua durabilidade deverá atender até que forem alteradas as condições da estrada; pontes provisórias são as construídas para uma duração limitada, geralmente até que se construa a obra definitiva; e as pontes desmontáveis construídas para uma duração limitada, sendo que as mesmas podem ser reaproveitáveis.

c) Segundo a natureza do tráfego – rodoviária obra destinada ao tráfego rodoviário; ferroviária, obra destinada ao tráfego ferroviário; rodoferroviária, obra destinada ao tráfego misto de veículos e trens; passarela, obra destinada exclusivamente ao tráfego de pedestres; aeroviária, obra destinada ao tráfego de aeronaves nos pátios dos aeroportos, e utilitários, como canal e aqueduto.

d) Segundo o desenvolvimento planimétrico, levando em consideração a projeção do eixo da ponte em um plano horizontal (planta) – pontes retas, ortogonais, esconsas e pontes curvas.

e) Segundo o desenvolvimento altimétrico, considerando o eixo da ponte em plano vertical (elevação) – pontes horizontais ou em níveis como ilustrado na Figura 2.3; pontes em rampa como ilustrado na Figura 2.4; retilíneas ou curvilíneas como ilustrado na Figura 2.5.

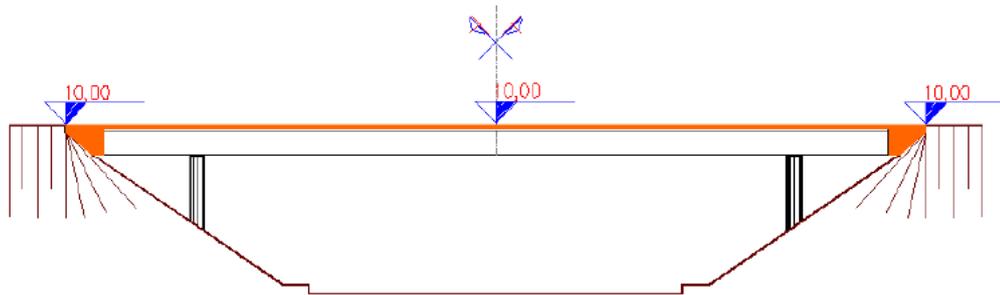


Figura 2.3 - Ponte em nível (ODEBRECHT, 2002).

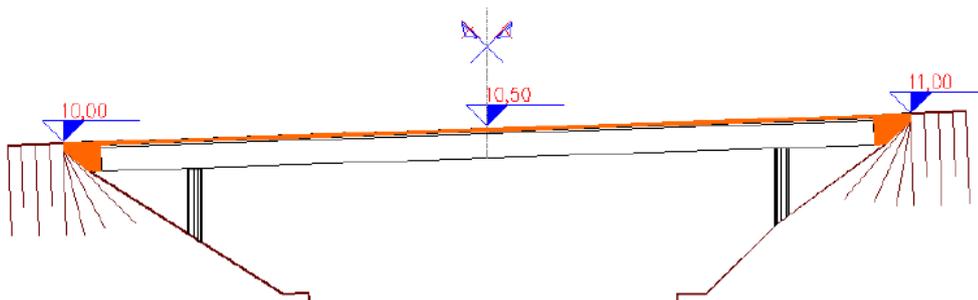


Figura 2.4 - Ponte em rampa (ODEBRECHT, 2002).

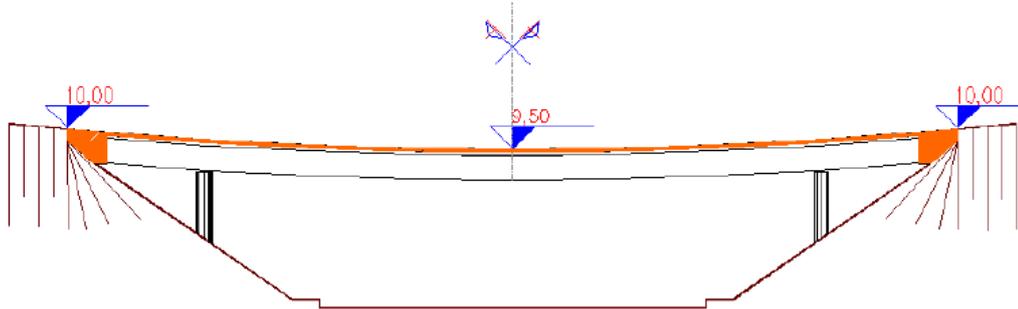


Figura 2.5 - Ponte curvilínea (ODEBRECHT, 2002).

f) Quanto aos materiais: madeira, pedra, metálica, concreto armado; concreto protendido e pré-moldada.

g) De acordo com o sistema estrutural:

- Pontes em laje - as pontes com superestruturas em lajes maciças apresentam um sistema estrutural destituído de qualquer vigamento (Figura 2.6). Trata-se de solução adotada para o caso de pequenos vãos (no máximo 15 m), apresentando algumas vantagens como: pequena altura de construção; grande resistência à torção; grande resistência ao fissuramento; simplicidade e rapidez de construção; boa solução para obras esconsas. Mas as pontes em lajes apresentam um elevado peso próprio, possuindo assim essa grande desvantagem (VITÓRIO, 2002).

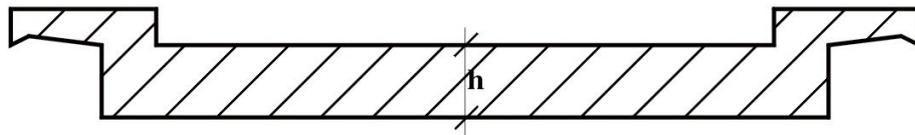


Figura 2.6 - Seção transversal de ponte em laje maciça (VITÓRIO, 2002).

- Pontes em vigas simplesmente apoiadas – para Vitório (2002) são formadas por um sistema estrutural estaticamente determinado. As vigas simplesmente apoiadas podem ter seção constante ou variável e são muito utilizadas para vencer um vão com um único tramo, ou em pontes aonde o vão pode ser vencido através de uma série de vigas assentes sobre apoios sucessivos (Figura 2.7), constituindo-se em solução vantajosa, do ponto de vista da facilidade de execução e da economia, quando são utilizadas peças pré-moldadas.

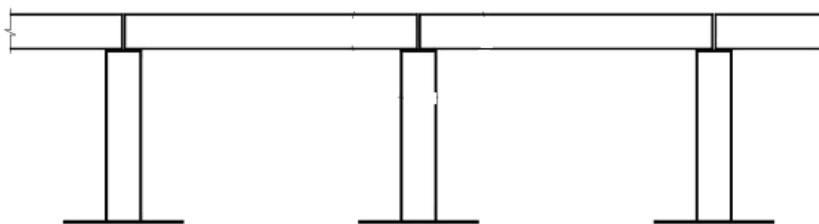


Figura 2.7 - Viga simplesmente apoiada com diversos vãos (VITÓRIO, 2002).

Algumas pontes são constituídas por vigas simplesmente apoiadas com extremos em balanços (Figura 2.8), visando reduzir o momento positivo no meio do vão através dos momentos negativos introduzidos nos apoios. O comportamento dos balanços é de tal ordem que passam a garantir uma conveniente relação entre os momentos positivos e negativos máximos.

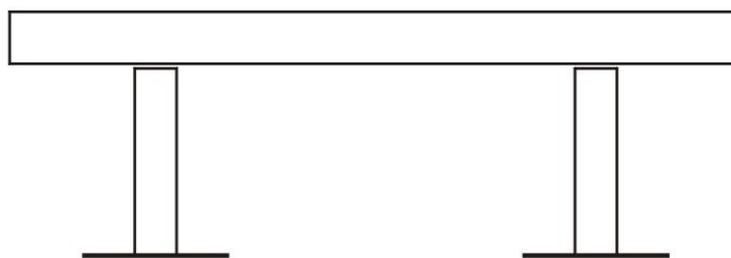


Figura 2.8 - Viga simplesmente apoiada com extremidades em balanço (VITÓRIO, 2002).

Já as pontes em vigas contínuas são bastante utilizadas devido às vantagens de ordem estética, funcional e estrutural. As vigas podem ter inércia constante ou variável. A inércia constante é empregada no caso de vãos pequenos, enquanto a inércia variável é utilizada para grandes vãos, com a finalidade de permitir uma boa distribuição dos esforços solicitantes, além de proporcionar uma melhor aparência para a obra, e a diminuição do peso próprio.

Há também as pontes em vigas Gerber que foram obras bastante utilizadas no passado, mas atualmente em desuso, como mostra a Figura 2.9 e Figura 2.10. As pontes em vigas Gerber, embora aparentem ser constituídas de vigas contínuas, são na realidade estruturas isostáticas insensíveis aos recalques de apoio. Foram muito utilizadas quando, necessitando-se de uma grande quantidade de apoios, não havia maiores conhecimentos sobre o comportamento do terreno de fundação. Esse tipo de estrutura deixou de ser adotada devido a algumas desvantagens, a maioria delas referentes às articulações, como a execução, o comportamento e a manutenção dos dentes Gerber (VITÓRIO, 2002).

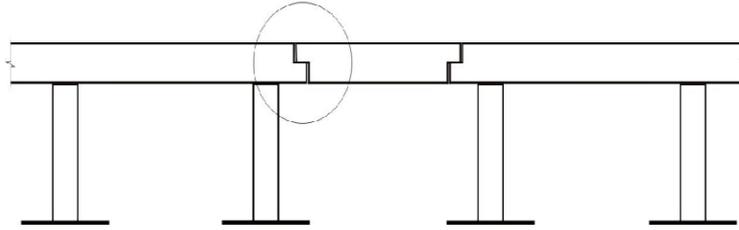


Figura 2.9 - Ponte em viga Gerber (VITÓRIO, 2002).

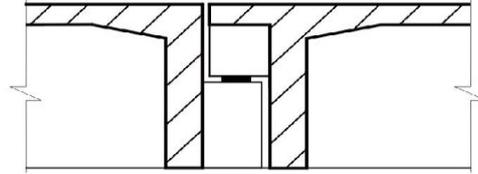


Figura 2.10 - Detalhe do dente Gerber (VITÓRIO, 2002).

• Pontes em estrado celular ou caixão celular – segundo Benaim (2008) são caracterizados pela superestrutura de pontes formada por duas lajes, uma superior e outra inferior, interligadas por vigas longitudinais e transversais, como mostra a Figura 2.11. Esse tipo de estrutura tem como vantagem a grande rigidez à torção, sendo por isso indicada para pontes curvas e sobre pilares isolados, ou ainda quando se dispõe de pequena altura para as vigas principais. Apresenta, também, vantagem de ordem estética, sendo particularmente indicada para vigas contínuas de concreto protendido.

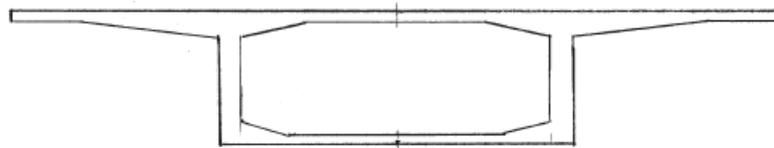


Figura 2.11 – Seção transversal de ponte em estrado celular (BENAIM, 2008).

• Ponte em grelha - denomina-se ponte em grelha o sistema estrutural constituído por três ou mais vigas longitudinais, com transversinas intermediárias e de apoio como mostra a Figura 2.12. As transversinas fazem com que as vigas longitudinais trabalhem em conjunto, regulando a distribuição dos carregamentos entre as vigas (Vitório, 2002).

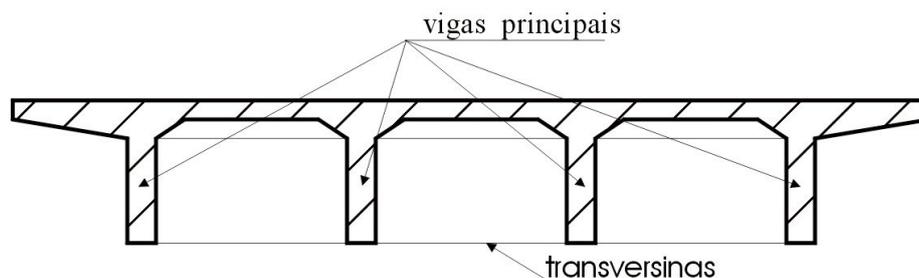


Figura 2.12 - Seção transversal de tabuleiro em grelha (VITÓRIO, 2002).

- Pontes em pórticos – o sistema de pórticos é aquele em que as vigas do tabuleiro são contínuas com a estrutura dos pilares, como mostra a Figura 2.13. Esta solução é utilizada para diminuir os vãos da viga reta. Pode ser interpretado como uma alteração dos arcos inferiores. Normalmente os pilares são inclinados e dentro deste quadro formado pelos pilares e vigas, inserindo os gabaritos exigidos. Pelo pilar inclinado desce uma grande carga de compressão, que terá que ser absorvida por fundações inclinadas. Isto faz com que esta solução seja recomendada para terrenos de bom suporte de carga. A esbeltez e a estética desta solução são muito agradáveis e pode-se aplicá-la quando a topografia ajuda, como é o caso de vales (PINHO; BELLEI, 2007).



Figura 2.13 – Seção longitudinal de ponte em pórtico (PINHO; BELLEI, 2007).

- Pontes em arco – esse sistema estrutural foi muito utilizado no passado como a única alternativa viável para vencer grandes vãos, principalmente diante da dificuldade da execução de apoios intermediários e escoramentos sobre cursos d'água ou vales profundos. Segundo Pfeil (2004) os arcos são elementos que podem ser considerados de mesoestrutura ou superestrutura, são estruturas econômicas capazes de vencer grandes vãos. Embora sejam econômicas e de grande beleza são construídas sobre escoramento muito difíceis. Existem três tipos de arcos, são eles: arco inferior com tabuleiro superior (Figura 2.14), arco superior com tabuleiro inferior e arco com tabuleiro intermediário. Porém, com a evolução do concreto protendido e das técnicas construtivas que permitiram eliminar os escoramentos, as pontes em arcos passaram a ser substituída pelas pontes em vigas retas protendidas.

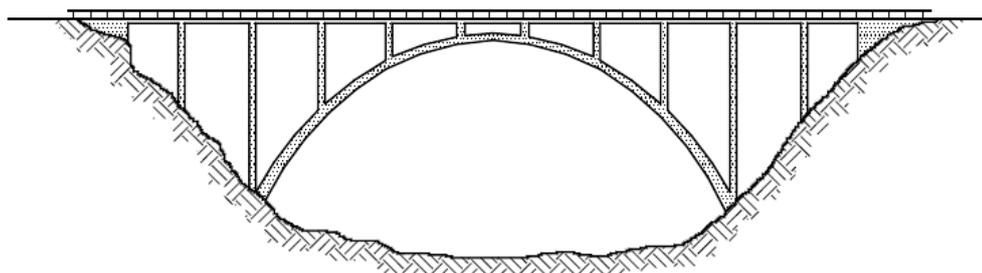


Figura 2.14 – Ponte em arco com estrado superior desligado do arco (PFEIL, 2004).

- Pontes pênséis – segundo Marchetti (2008) as pontes pênséis são constituídas por cabos dispostos parabolicamente e pendurais verticais, (conforme Figura 2.15). Não são estruturas apropriadas para concreto e por isso são executadas geralmente em vigamentos metálicos suspensos em cabos portantes de aço. Os vigamentos, que podem ser em treliças ou vigas de alma cheia, devem ter grande rigidez à flexão e principalmente à torção, de modo a minimizar os efeitos dos movimentos vibratórios transversais que podem causar desconforto aos usuários ou mesmo risco à estrutura. Esse tipo de estrutura vence grandes vãos, sendo viável seu uso em grandes áreas molhadas.

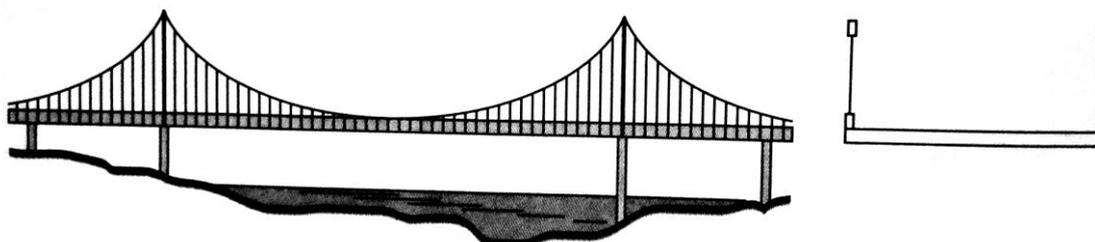


Figura 2.15 – Vista longitudinal de uma ponte pênsil e seção transversal (MARCHETTI, 2008).

- Pontes estaiadas – a ponte estaiada é uma alternativa para substituição de pilares intermediários por cabos inclinados e ancorados em um pilão (VARGAS, 2007). Nas pontes estaiadas o tabuleiro é suspenso através de cabos inclinados fixados em torres, (conforme Figura 2.16) levando a estrutura a unir beleza e esbeltez. O tabuleiro, geralmente metálico ou em concreto protendido, deve ter grande rigidez à torção, de modo a reduzir os movimentos vibratórios causados pela ação transversal do vento. Esse tipo de estrutura é a técnica mais moderna, vence grandes vãos, sendo viável seu uso em grandes áreas molhadas, que necessite de um vão central grande para passagens de navios. No Recife este tipo de técnica vem sendo aplicado em obras como a Ponte do Paiva e acesso a Via Mangue, onde tem um efeito estético bastante apreciado.

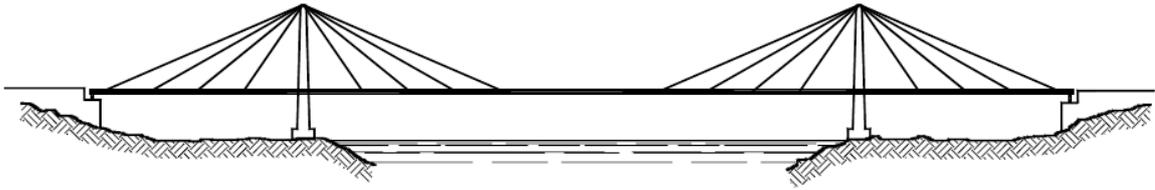


Figura 2.16 – Vista longitudinal de uma ponte estaiada (PFEIL, 2004).

2.2 Inspeção e diagnóstico

Para Andrade, T. e Silva (2005) as fases de inspeção e diagnóstico são fundamentais para o sucesso de uma intervenção ou reabilitação. O diagnóstico das causas prováveis do surgimento das manifestações patológicas exige a metodologia e a experiência de um bom profissional, para avaliação do problema, pois as mesmas se sobrepõem e interagem, dificultando o diagnóstico.

Nas inspeções das estruturas de concreto, muitas são as técnicas envolvidas na detecção, identificação, avaliação, caracterização e monitoramento das patologias. Estas técnicas são de grande importância para o controle do fenômeno, seja nas operações preventivas, seja na terapia do problema.

Considerando este último aspecto, as técnicas de inspeção assumem papel de suma relevância, uma vez que permitem que seja exercida a ideia do “diagnóstico precoce”, que assegura às operações de recuperação, prognósticos satisfatórios em nível de durabilidade. A morfologia da deterioração, como fissuras paralelas às armaduras, destacamentos do concreto ou simples manchas, depende de uma série de fatores.

Para opinar sobre as causas precisas e os fatores concomitantes de uma problemática particular, ou seja, para conhecer a natureza e extensão do problema, é necessário realizar em primeiro lugar um exame visual e, a seguir, uma série de ensaios sobre amostras da estrutura, para depois analisar os dados e apresentar um diagnóstico.

Nas estruturas de concreto, muitas são as técnicas de inspeções que visam à detecção, a identificação, a avaliação, a caracterização e o monitoramento das mesmas. Para Cascudo

(2005) as técnicas de inspeção são de grande importância para o controle do fenômeno tanto durante as operações preventivas como na reparação do problema. Os métodos visuais dão uma primeira indicação do problema, mas não fornecem informações suficientes para uma análise completa. As principais fases envolvidas na fase de inspeção estão a seguir descritas:

2.2.1 Inspeção preliminar

De acordo com Castro (1994), a inspeção preliminar consiste em uma importante etapa para a determinação dos agentes patológicos que atuam na estrutura degradando-a. Em muitos casos, quando as manifestações patológicas já estão perfeitamente definidas, não há a necessidade de se fazer inspeções mais aprofundadas, visto que o diagnóstico já está concluído.

Esta fase é apenas visual onde deve ser realizado todo o levantamento existente da estrutura tais como caracterização do sistema construtivo; modificações posteriores a construção; localização com disponibilidade de acesso; caracterização do ambiente em que a mesma esta inserida; coleta de todos os dados disponíveis tais como “as-built”, registro de reparo e manutenção.

2.2.2 Inspeção detalhada

Vale salientar que muitas vezes são inexistentes os projetos, as especificações e as plantas de formas ou de armaduras, o que se constitui em necessidade a execução de cortes no concreto para a comprovação e levantamento das seções de aço, assim como para verificação de suas integridades e estados de conservação.

Nesta fase é realizado o levantamento das manifestações patológicas existentes em todos os elementos estruturais das pontes, onde é apontado o local de incidências das mesmas como, por exemplo, fissuras no sentido longitudinal localizadas nas vigas. Com base nessas informações é realizado um relatório fotográfico com o auxílio de ensaios para uma melhor caracterização dos problemas.

Para o IPR (2004) a inspeção de pontes rodoviárias ainda deve incluir as seguintes observações sobre alguns elementos:

- Verificação da situação do sistema de drenagem de águas pluviais onde deve ser estudada a capacidade de drenar de acordo com a demanda, impedindo que a água infiltre na estrutura.
- Verificação das características das pontes, tais como curso d'água, encontros, tipos e características das estruturas.
- O estado de pavimentação dos acessos deve ser examinado para verificar a existência de irregularidades, tais com assentamento ou asperezas incomuns visto que estes defeitos podem causar impactos indesejáveis de veículos na entrada da ponte.
- Devem também ser examinadas as juntas entre os acessos e a ponte, bem como as saias de aterro, a drenagem e a continuidade das barreiras, na rodovia e na ponte.
- Todos os aparelhos de apoio devem ser cuidadosamente examinados para verificação do seu estado e de seu funcionamento. Os aparelhos de apoio, que sofrem o reflexo das anomalias estruturais, tais como recalque de apoios, mau funcionamento de certos tipos de junta de dilatação, movimentação de estrados esconsos, choques de materiais flutuantes nas grandes cheias. Devem ser analisados para verificar se estão bem posicionados e alinhados, se podem mover-se livremente, se a falta de conservação ou a presença de detritos também são causas de restrição.

Os ensaios em estruturas de concreto armado inseridos nesta fase estão descritos e orientados a seguir:

2.2.2.1 Avaliação de cloretos livres pelo método colorimétrico de aspersão de nitrato de prata

O método do ensaio de avaliação colorimétrica de aspersão de nitrato de prata é apenas qualitativo, pois o mesmo apenas detecta a presença de cloretos no concreto. Este ensaio consiste na aplicação de um indicador químico capaz de alterar a coloração do concreto quando o mesmo apresenta cloretos.

Em 1970, um método colorimétrico para determinação de cloretos livres e combinados havia sido desenvolvido por Collepardi, sendo o mesmo, subsequentemente, normalizado na Itália. Este método é baseado na aspersão de uma solução de nitrato de prata em uma área superficial recém-fraturada de concreto ou argamassa (FIGUEIREDO, 2000).

Estes métodos são de grande auxílio, principalmente quando se deseja saber se há cloretos na estrutura, antes de proceder ao envio de amostras para ensaios laboratoriais de custo elevado e demorados resultados.

Segundo Figueiredo (2000), um fator muito discutido a respeito do método de aspersão de nitrato de prata é a questão do teor de cloretos que daria início à formação do precipitado branco de cloreto de prata, o qual estaria indicando a presença de cloretos livres. Em pesquisa apresentada por Andrade et al. (1999) ficou constatado que a concentração de cloretos que indicou a presença de cloretos livres foi a de $1,13 \pm 1,4\%$ de cloretos totais em relação à massa de cimento, com 95% de segurança. Já na pesquisa de Otsuki et al. (1992), o teor limite de cloretos que indicou a existência de cloretos livres foi de aproximadamente 0,15%, em relação à massa de cimento.

Além de ser um método rápido e barato, pode ser usado para determinar o tempo que o cloreto livre leva para se transformar em cloreto combinado. Outra aplicação do método é a determinação da profundidade de penetração dos cloretos, por difusão, em amostras de concreto ou estruturas permanentemente expostas à ação de cloretos.

Para Cascudo (2005) quando a solução de nitrato de prata é aspergida na superfície do concreto ocorre uma reação fotoquímica, a qual é catalisada pela luz. O fato é que onde há

presença de cloretos livres, ocorre a formação de um precipitado branco de cloreto de prata, e onde os cloretos encontram-se na forma combinada, ocorre a formação de um precipitado escuro, o óxido de prata; como mostram a Fotografia 2.1 e a Fotografia 2.2.



Fotografia 2.1 - Aspersão de nitrato de prata, indicando a ausência de cloretos livres (FIGUEIREDO, 2000).



Fotografia 2.2 - Aspersão de nitrato de prata, indicando a presença de cloretos livres (FIGUEIREDO, 2000).

Como ambas as cores são bem contrastantes, branco e marrom, pode-se então observar claramente a área afetada pelos cloretos. No caso em que esta fonte de cloretos é externa, pode-se notar a formação de uma frente de cloretos e saber se a mesma alcançou ou não as armaduras. No caso em que os cloretos foram incorporados ao concreto durante a mistura, a visualização pode tornar-se um pouco mais difícil, dependendo do teor de cloretos incorporados.

Como a frente de carbonatação, a frente de penetração de cloretos, muitas vezes, não é uniforme (Figura 2.17), portanto, a caracterização de qualquer das frentes com valores médios pode levar a erros de diagnóstico relacionados à corrosão da armadura. Deste modo, é importante a realização de várias medidas ao longo da estrutura, ou corpo-de-prova, de forma a abranger uma maior quantidade de área e permitir o registro de valores máximo, mínimo e médio por elementos estruturais ou por região de interesse para investigação (FIGUEIREDO, 2000).

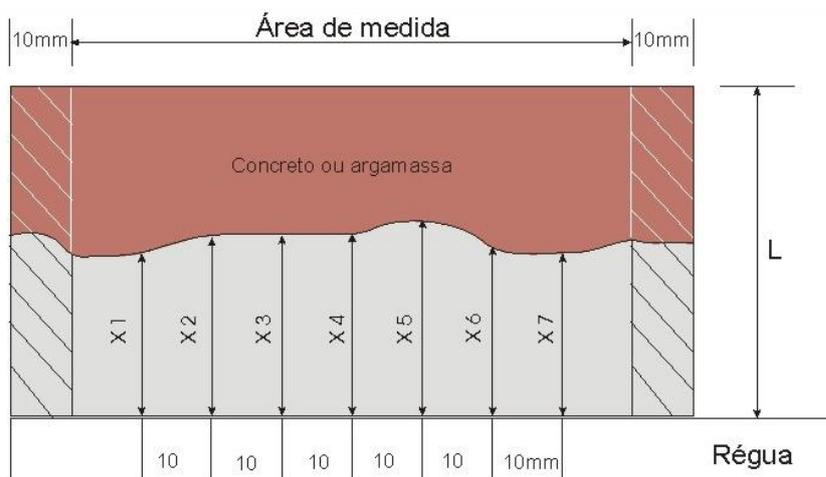


Figura 2.17 – Leitura da frente de penetração de cloretos de 10 em 10 mm (FIGUEIREDO, 2000).

Para Jucá (2002) o método possui algumas limitações tornando o mesmo apenas um indicativo inicial da presença de cloretos, sendo necessária a posterior análise. O método tem limitações quanto à presença de carbonatação e outros sais como o sulfato. Ainda de acordo com Jucá (2002) o método só apresenta ação colorimétrica satisfatória em concentrações de cloretos da ordem de 1,0 a 2,0%. Embora a NBR 6118 (ABNT, 2007) não apresente valores de referência de teor de cloretos, segundo Gentil (2007), o considerado é de no máximo 0,4% em relação à massa de cimento, com base em algumas Normas apresentadas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Limite máximo de cloretos (GENTIL, 2007).

Norma	País	Limite Máximo de Cloretos	Referido a
ACI-318/21	EUA	$\leq 0,15\%$ em ambiente de Cl	Cimento
		$\leq 0,30\%$ em ambiente normal	Cimento
		$\leq 1,00\%$ em ambiente seco	Cimento
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	Brasil	Não se reporta a teor de cloretos	

Nas pontes, a maior preocupação quanto ao ataque químico nas estruturas é através da névoa salina com alto teor de íons cloretos que se infiltram nas estruturas provocando corrosão das armaduras. A ação desta névoa salina é intensificada pela proximidade com mares e oceanos. De acordo com o Governo do Estado de Pernambuco (2013) o relevo da Região

Metropolitana do Recife é linear em sua maioria, sendo de planície litorânea. Apresenta alguns pontos, sobretudo no Recife, no nível do mar, e, à medida que vai se entrando para o interior, tem picos de montanhas que ultrapassam os 1000 metros de altitude.

Existe ainda o caso em que existam agregados graúdos impedindo a medida de profundidade de cloretos. Neste aspecto recomenda o registro da profundidade de alcance dos cloretos em uma área próxima ao agregado, mas que não seja influenciada pelo bloqueio exercido pelo agregado.

Depois de constatada a presença de cloretos, há possibilidade de realizar o perfil de cloretos a partir de amostras retiradas do concreto e ensaiadas em laboratório. Este ensaio mede a quantidade estimada em porcentagem de cloretos presentes no concreto, que circunda ou envolve a armadura, pois essa é a contaminação que realmente atacará a armadura despassivando-a. Neste caso é conveniente medir a frente de cloretos, ou seja, tomar várias medidas a partir da superfície do componente estrutural para permitir construir o perfil de teores de cloretos. Os teores a diferentes profundidades podem ser obtidos através da extração de pequenas porções de concreto com brocas. Normalmente é possível obter material de 10 em 10 mm de profundidade através de 3 a 5 furos na região em estudo. Este método é um dado importante ao diagnóstico e projeto de reparo, pois, define a área a ser reparada.

2.2.2.2 Avaliação da carbonatação pelo método colorimétrico de aspersão de fenolftaleína, timolftaleína ou amarelo de alizarina (Profundidade de carbonatação)

A determinação da profundidade de carbonatação pode ser feita utilizando-se alguns métodos. O método mais preciso consiste em estudar seções microscópicas, com o auxílio de prismas de nicol. Cascudo (2005) recomenda a comprovação de áreas carbonatadas através de difração de raios-X, análise térmica diferencial e termogravimetria. No entanto, como o fenômeno de carbonatação está ligado à queda de pH, os indicadores à base de fenolftaleína, timolftaleína e amarelo de alizarina dão bons resultados.

O uso de indicadores químicos de pH são apenas qualitativos. O uso da timolftaleína em regiões com pHs entre 9,3 a 10,5 apresenta-se com a cor de violeta ou azulada. Já para a fenolftaleína as regiões com pHs entre 8,3 a 10,0 apresentam-se roseada/vermelho carmim.

Enquanto em áreas com pHs entre 10,1 a 12,0 o indicador de amarelo de alizarina apresenta coloração amarela/vermelho alaranjado. Valores fora dessas faixas de variação de pHs o concreto tende a não sofrer alteração de cor, como mostra a Fotografia 2.3 (ÁTIS, 2004).



Fotografia 2.3 - Indicadores químicos para verificação de pHs (ÁTIS, 2004).

O ensaio de profundidade de carbonatação é um dos mecanismos mais usuais na constatação da deterioração do concreto armado. Este ensaio é de fácil execução, apresentando resultado imediato, com baixo custo, é um ensaio essencial para o estudo da possibilidade de ocorrência de corrosão, parcialmente destrutivo, apresentando fatores importantes e que favorecem a sua realização numa amostragem grande.

2.2.2.3 Esclerometria

De acordo com Mendes et al. (2010) são recomendados na investigação de anomalias nas estruturas os ensaios não destrutivos¹, sendo vários desses processos utilizados durante a inspeção em todo o mundo. Estudos realizados nos Estados Unidos mostram a crescente evolução do uso dessas técnicas de ensaios em pontes na grande maioria dos países, que ocorre devido ao crescimento com a preocupação da manutenção da integridade estrutural.

¹ Ensaios não destrutivos (END) – é qualquer tipo de ensaio praticado a um material para avaliar suas propriedades sem alterar de forma permanente suas propriedades físicas, químicas, mecânicas ou dimensionais. Os ensaios não destrutivos implicam um dano imperceptível ou nulo.

Ensaios destrutivos (ED) – é qualquer tipo de ensaio onde o corpo de prova fique inutilizado após a realização do mesmo, ou seja, ocorram alterações permanentes nas propriedades físicas, químicas, mecânicas ou dimensionais.

O ensaio de esclerometria avalia a dureza superficial do concreto por meio do esclerômetro de reflexão de Schmidt, que se baseia no princípio do ricochete. Essa avaliação possibilita a verificação de homogeneidade da estrutura avaliando a qualidade do concreto. O mesmo também possibilita uma redução de extração de testemunhos quando necessário.

O esclerômetro é um equipamento leve, simples de operar e barato, quando comparado a alguns ensaios, como pode ser visto na Fotografia 2.4. Com esse instrumento é possível avaliar a uniformidade da resistência mecânica do concreto "in loco", com danos praticamente nulos à superfície da estrutura.



Fotografia 2.4 - Esclerômetro de impacto Schmidt – modelo N (SOLOCAP, 2013).

A dureza superficial do concreto é obtida pelo índice esclerométrico, pelo qual são feitas correlações com as propriedades do concreto. As estimativas de resistência à compressão podem ser obtidas pela análise de tabelas ou curvas fornecidas pelo fabricante do aparelho, que correlacionam resistência à compressão de corpos-de-prova com seus respectivos índices esclerométricos, segundo a NBR 7584 (ABNT, 2012). Embora para alguns autores como Sampaio, Monteiro e Helene (2010) e Pereira et al. (2011) o ensaio de esclerometria apresente uma baixa correlação com a resistência à compressão.

A área de ensaio deve ser escolhida preferencialmente nas faces verticais de elementos e afastada das regiões afetadas por segregação, exsudação, concentração excessiva de armadura, juntas de concretagem, cantos, arestas etc. A mesma deve distar no mínimo 50 mm dos cantos e arestas das peças, e os impactos do êmbulo uniformemente distribuídos. Para isso, os pontos são distribuídos em um retículo de, no mínimo, (3x3) ou máximo (4x4) como pode ser visto na Figura 2.18, com um espaçamento mínimo entre os pontos de impacto distando 30 mm. Os impactos em cada área de ensaio devem ser efetuados no mínimo 09 e no máximo 16 vezes.

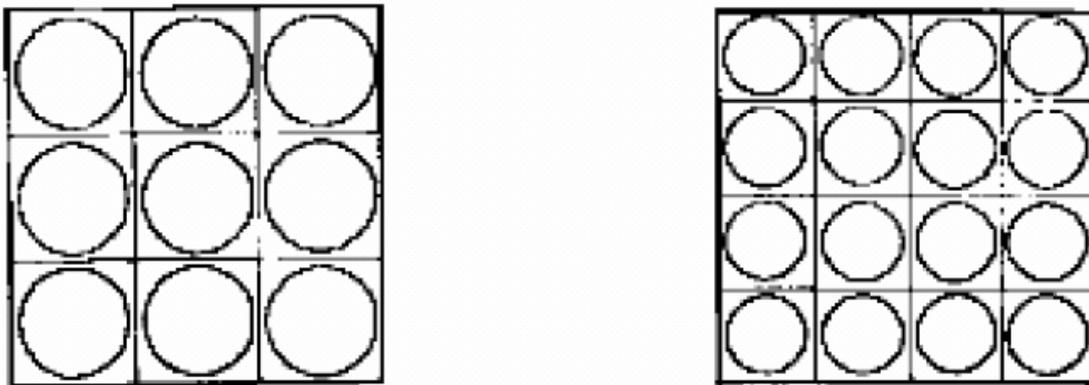


Figura 2.18 - Área para ensaio de esclerometria (NBR 7584, 2012).

O esclerômetro deve ser aplicado na posição de maior inércia da peça ou componente estrutural. Depois da preparação da região, o êmbolo estendido é posto em contato com a superfície do concreto, em seguida o corpo externo do instrumento é pressionado contra a superfície, efetuando uma compressão na mola. Ao contrair totalmente a mola a trava é liberada, e o martelo se move em direção à face do concreto. O martelo provoca um impacto sobre o êmbolo, e a massa controlada pela mola sofre um recuo após o choque, que é registrado em uma escala de medida, gerando então, um valor numérico para a reflexão do martelo. Todo procedimento pode ser visto na Figura 2.19.

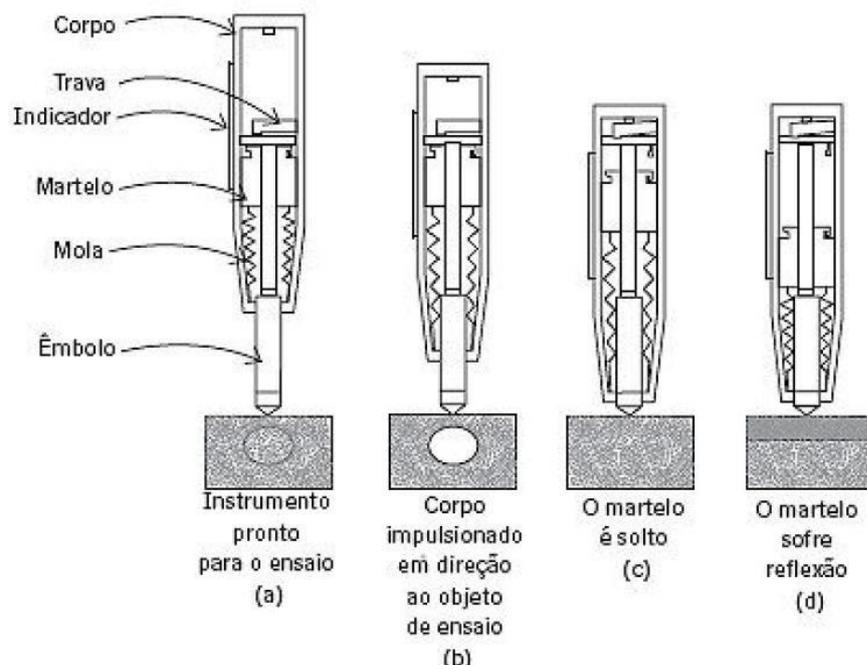


Figura 2.19 - Ilustração da sequência de execução do ensaio de esclerometria (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

O índice esclerométrico médio efetivo deve considerar o afastamento para mais e para menos em 10% dos seus valores, e desprezar os que estiverem fora desse intervalo. Com os valores fixados deve realizar uma nova média até que os valores fiquem dentro do intervalo. O valor mínimo aceitável de resultados é de cinco, caso o ensaio apresente menos o mesmo deve ser desprezado.

De acordo com a NBR 7584 (ABNT, 2012) o esclerômetro deve ser aferido antes de sua utilização ou a cada 300 impactos em uma mesma inspeção, através de dez impactos sucessivos em uma bigorna de aço. Depois o índice esclerométrico médio efetivo de cada área de ensaio é obtido usando a equação:

$$IE(M) = K * IE \quad [5.1]$$

Onde;

IE(M) – índice esclerométrico médio efetivo;

K – coeficiente de correção do índice esclerométrico;

IE – índice esclerométrico médio.

Segundo Chefdeville (1995 *apud* MONTEIRO, 2012) a importância da análise da qualidade do concreto em relação ao índice esclerométrico médio pode ser visto na Tabela 2.2, onde estabelece os parâmetros para avaliação da qualidade da cobertura do concreto.

Tabela 2.2 - Parâmetros para avaliação da qualidade do concreto (CHEFDEVILLE, 1995 *apud* MONTEIRO, 2012).

Média (IE)	Qualidade da cobertura do concreto
> 40	Boa, superfície dura
30 - 40	Satisfatória
20 - 30	Ruim
< 20	Fissuras/concreto solto junto à superfície

Melo (2011) em sua pesquisa utilizou o índice de reflexão médio e o valor obtido na ruptura durante o ensaio de resistência à compressão para obter uma referência, um valor comparativo, entre a dureza superficial do concreto obtida através do ensaio de esclerometria e valores de tensão ruptura à compressão. Com base nesses valores pôde-se avaliar a qualidade do concreto de acordo com os valores estabelecidos pela NBR 6118 (2007) e os valores mais utilizados no mercado, como se pode observar na Figura 2.20.

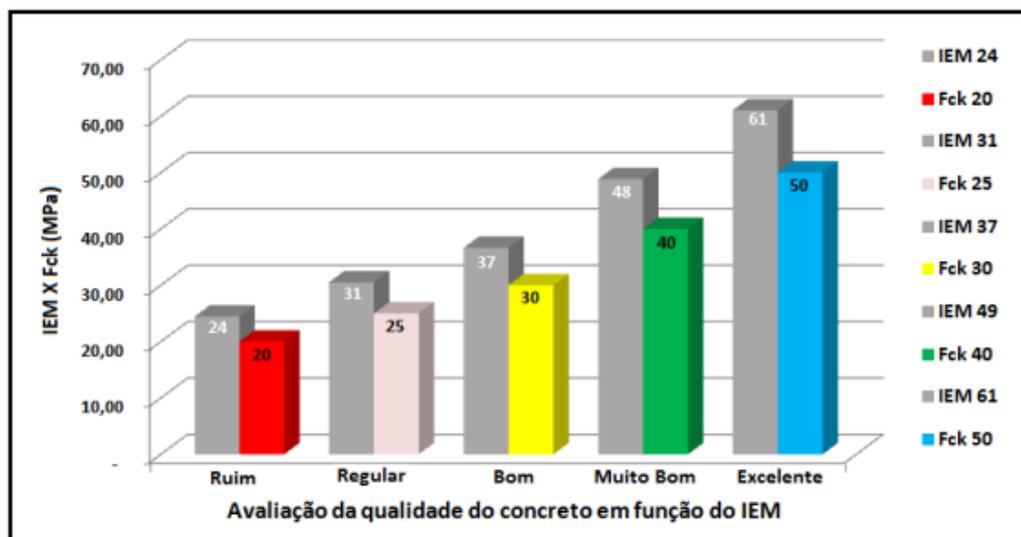


Figura 2.20 - Avaliação da qualidade do concreto em função do índice esclerométrico médio (MELO, 2011).

Ainda segundo a NBR 7584 (ABNT, 2012) para obter resultados satisfatórios durante a realização do ensaio, algumas influências devem ser levadas em consideração, onde se pode citar:

- a) Tipo de cimento – o tipo de cimento utilizado exerce uma influência significativa na obtenção do índice esclerométrico, sendo necessário proceder a novas correlações sempre que houver mudança do tipo;
- b) Tipo dos agregados – agregados de diferentes tipos podem acarretar concretos de mesma qualidade, os mesmos, porém apresentam diferentes índices esclerométricos, e quando se utilizam agregados leves ou pesados, a variação do índice esclerométrico é ainda mais acentuada;
- c) Tipo de superfície - o estado da superfície a ser ensaiada é normalmente o que mais acarreta variabilidade nos índices esclerométricos;
- d) Condições de umidade da superfície – em superfícies úmidas o índice esclerométrico pode indicar valores de resistência de até 20% menor do que o indicado para o concreto seco e em alguns tipos de concreto podem ocorrer discrepâncias ainda maiores;

e) Carbonatação - a presença de carbonatação na superfície da estrutura apresenta um aumento do índice esclerométrico significativa. Em casos extremos, os valores estimados para a resistência do concreto quando há carbonatação podem superar os valores reais em mais de 50% em função da espessura da camada carbonatada que pode chegar a 20 mm;

f) Idade da estrutura – como a idade da estrutura é afetada pela carbonatação, pelo modo de como se realizou a cura, este fato distorce a correlação com a resistência estabelecida para as condições normalizadas. Portanto, estas correlações não são automaticamente válidas para idades superiores há 60 dias ou inferiores a 14 dias. Fatores específicos devem ser considerados para cada concreto em questão, corrigindo-se quando necessário;

g) Operação do esclerômetro – o mesmo deve ser operado por elemento qualificado para tal, que deve imprimir durante a operação pressões uniforme;

h) Outros fatores - massa específica do concreto, esbeltez 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, superfícies calcinadas por altas temperaturas (incêndio).

2.2.2.4 Ensaio eletroquímico com o potencial de corrosão

Cascudo (2005) afirma que os métodos eletroquímicos são os mais utilizados quando se refere à avaliação dos aspectos da corrosão, pois apresentam sensibilidade, rapidez e caráter não destrutivo. Este método tem o propósito de determinar a atividade de corrosão da barra presente na estrutura. Para Andrade, C. (1992) neste ensaio a medida consiste na determinação da diferença de potencial elétrico entre o aço das armaduras e um eletrodo de referência que se coloca em contato com a superfície do concreto da estrutura. Esta técnica pode ser aplicada tanto para pequenos corpos-de-prova como em estruturas de grandes dimensões.

O potencial de corrosão é uma técnica eletroquímica (Figura 2.21) capaz de avaliar a probabilidade de uma armadura presente na estrutura esteja em processo de corrosão. A técnica segue a norma ASTM C 876 (2009), que utiliza um eletrodo de referência de cobre-

sulfato de cobre. Os equipamentos necessários para a realização do ensaio são: voltímetro de alta impedância de entrada, com precisão de mV; eletrodo de referência – calomelano saturado ou cobre-sulfato de cobre e conexões elétricas.

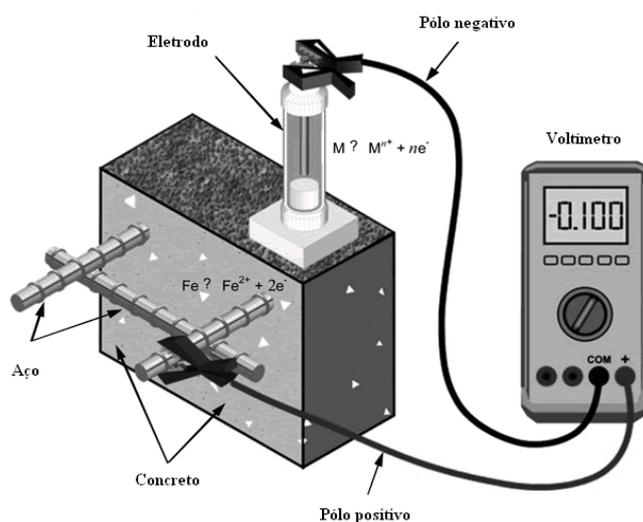


Figura 2.21 - Ilustração do ensaio de potencial de corrosão (ASTM C 876, 2009).

O ensaio fornece informações qualitativas da situação da superfície da armadura e se ela está em estado de corrosão ou passividade; executa uma monitoração do tempo decorrido na indicação de quando a armadura passou do estado passivo para a corrosão, ou vice-versa; e delimitar as áreas comprometidas da estrutura, por análise dos mapas de potenciais.

Para Figueiredo (1994) esta técnica é amplamente utilizada em planejamento de trabalhos de reparo em estruturas de concreto, pois há como realizar a identificação das áreas anódicas, os quais são áreas com potenciais mais negativos. Com essa detecção é possível localizar zonas corroídas antes mesmo de apresentar os primeiros indícios da manifestação patológica. Segundo Monteiro (2002) o ensaio de potencial de corrosão é uma técnica limitada, pois mostra apenas informações termodinâmicas do processo de corrosão.

Com os valores obtidos segundo a norma ASTM C 876 (2009), podemos estabelecer os parâmetros para avaliação da probabilidade de corrosão nas estruturas de concreto armado, como mostra a Tabela 5.3. Onde apresenta os valores que servem como orientação para o eletrodo de referência utilizado no ensaio.

Tabela 2.3 - Parâmetros para avaliação dos valores de potencial de corrosão (ASTM C 876, 2009).

Potencial de corrosão referente ao eletrodo de referência de cobre-sulfato de cobre (mV)	Probabilidade de corrosão (%)
$E_{corr} < - 350$	> 90
$E_{corr} > - 200$	< 10
$- 350 < E_{corr} < - 200$	Incerta

A interpretação das medidas de potencial de corrosão devem levar em consideração as possíveis intervenções de fatores que possam falsear os resultados. Esses principais fatores são:

- Teor de umidade do concreto, discrepâncias de medidas em um concreto seco ou úmido podem chegar a 200 mV (ANDRADE, C., 1992). Por isso a necessidade de umedecer a superfície uniformemente.
- Camadas superficiais de concreto com alta resistividade, o efeito deste fenômeno pode levar a medidas de potenciais mais positivos.
- Espessura do revestimento e sua qualidade. A qualidade do revestimento afeta sua resistividade, por conseguinte pode até inviabilizar a leitura dos potenciais de uma barra similares, independentemente de está ou não ocorrendo corrosão.
- Carbonatação ou cloretos. A carbonatação tende a gerar potenciais mais positivos do que realmente ocorre na barra, e os cloretos tendem a gerar potenciais mais negativos.
- Correntes erráticas ou de força podem gerar potenciais complementares anormais aos encontrados comumente nas estruturas de concreto.

2.2.3 Diagnóstico

Para Figueiredo (2005b) a engenharia mundial vem buscando formas para melhor entender os fenômenos de degradação da estrutura, visando realizar diagnósticos cada vez mais precisos. Com o surgimento das grandes obras de infraestrutura no país, as técnicas de instrumentação e

de inspeção tiveram grande avanço, causando o aprimoramento das técnicas de instalação, manutenção e análise dos resultados.

De acordo com Monteiro (2005) um dos princípios básicos para a reabilitação das estruturas de concreto armado é o diagnóstico. O diagnóstico é o estudo dos mecanismos, das causas e das origens dos defeitos das obras civis. O mesmo sendo adequado e completo é aquele que esclarece todos os aspectos dos problemas.

Segundo Andrade, T. e Silva (2005) o diagnóstico é elaborado com base nos dados coletados desde os primeiros contatos com a estrutura. Deve-se atentar para o surgimento de sobreposições de causas dos problemas, pois se pode obter análises incorretas. É comum um profissional partir da análise das origens principais como materiais, projeto, produção, uso e manutenção, para poder conduzir a uma interpretação conjunta dos efeitos para a consolidação final do diagnóstico. A partir do diagnóstico é que o profissional determina o nível de intervenção a ser utilizada na estrutura.

2.3 Manifestações patológicas

Há um costume de se pensar que a vida de uma estrutura não tem fim, principalmente quando se trata de uma ponte. Isso ocorre devido às mesmas apresentarem estruturas bem robustas, uma vez que as mesmas foram executadas em épocas que não havia exigência de durabilidade e por isso não se demandavam de grandes conhecimentos. Nos dias atuais, com o avanço tecnológico as mesmas, costumam apresentar elevada esbeltez.

Para Vitório (2006) uma ponte, como qualquer outro tipo de estrutura, começa a apresentar uma deterioração no mesmo instante em que é posta em funcionamento, iniciando assim seu ciclo de vida. Essa duração vai depender de diversos fatores relacionados com as condições de uso e conservação ao longo do tempo, visando garantir segurança, funcionalidade e durabilidade com o menor custo possível.

A Palavra Patologia é derivada do grego *pathos*, onde significa sofrimento, doença, e *logia*, que significa ciência, estudo. É a parte da Medicina que estuda as doenças, suas origens, sintomas e natureza, de acordo com os dicionários. As estruturas de concreto armado podem

apresentar anomalias comparáveis a doenças, quando não estão bem tratadas. Estas anomalias aparecem através de rachaduras, manchas, descolamento, deformações, entre outras. Por este motivo, convencionou-se chamar de Patologia das Estruturas ao estudo sistemático desses defeitos. A patologia das edificações e estruturas de concreto armado é uma nova ciência iniciada em torno da década de 90, que vem ganhando espaço na indústria construtiva e cujo conhecimento é indispensável.

Segundo Andrade, T. e Silva (2005) a patologia das estruturas deve comprometer algumas das exigências de construção, de capacidade mecânica, funcional ou estética, fazendo com que se crie uma forte relação entre a patologia e o desempenho da edificação. A análise dessa patologia também é função de dois aspectos essenciais, o tempo e as condições de exposição.

De acordo com Helene e Pereira (2007) a origem dos problemas patológicos pode ser atribuída como mostra a Figura 2.22. Esses dados comprovam que a maioria destes problemas poderia ser evitada ainda na fase de projeto o que diminuiria imensamente os custos de recuperação, pois se sabe que é muito mais barato prever a patologia na fase de projeto, antecipando-se ao problema, do que mais tarde ter de recuperar os danos causados pelo problema patológico.

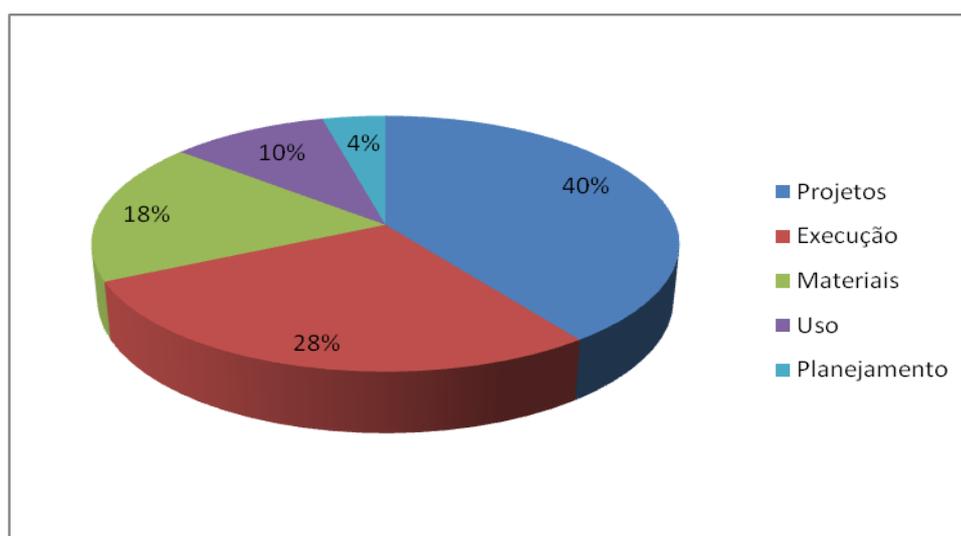


Figura 2.22 - Origem dos problemas patológicos (HELENE; PEREIRA, 2007).

A falta de qualidade dos materiais presentes no concreto pode vir a influir sobre suas características, gerando possíveis anomalias futuras. Os defeitos desses materiais podem influenciar sobre as características mais importantes do concreto, que são a resistência

mecânica, estabilidade e durabilidade. Estes fatores estão intimamente relacionados com a homogeneidade e a compacidade e, estas duas características, estreitamente relacionadas, dependem da qualidade da dosagem do concreto e da adequada tecnologia empregada em sua fabricação e manejo.

Segundo Cánovas (1988), um concreto, quando não é homogêneo, também não será igualmente compacto. A segregação dos materiais mais grossos para as camadas inferiores e a exsudação da água presente na pasta do cimento para a superfície fazem com que os concretos não sejam homogêneos. Um dos parâmetros mais importantes que vai influenciar na dosagem e na tecnologia do concreto é a relação agregado/cimento e a relação água/materiais secos. Deles dependerão, em grande parte, não só a resistência mecânica, mas também a estabilidade e durabilidade do concreto ao longo do tempo.

Um grande vilão para a ocorrência de manifestações patológicas é a penetração de água onde ocorrem as formações de manchas de umidade, os quais são muito frequentes e trazem consequências bastante graves, seja pela aparência, como também pelas características da estrutura. Em infiltrações é difícil encontrar a causa de sua origem, sendo as mesmas difíceis de corrigir. Nas impermeabilizações os pontos de vazamentos geralmente estão ocultos; nos telhados, os vazamentos muitas vezes dependem das condições de vento, intensidade da chuva, etc. Essas origens podem ser devido a chuvas, construção, capilaridades, condensação e vazamentos em redes de água, esgotos e pluviais.

Segundo Verçoza (1991), “[...] a umidade é a causa ou o meio necessário para o aparecimento da grande maioria das patologias em construção. Ela é indispensável para o aparecimento de mofo, eflorescência, ferrugem, perda de pintura, de rebocos e até causa de acidentes estruturais [...]”.

De acordo com alguns autores como: Andrade, T. e Silva (2005), Helene e Pereira (2007); Mendes et al. (2010), Milititsky, Consoli e Schnaid (2008); Souza e Ripper (1998); Thomaz (1989), Verçoza (1991), as patologias mais comuns em estruturas de concreto armado são:

- Fissuras;
- Ataques químicos;
- Ataque físico;

- Corrosão de armaduras;
- Bolor (mofo) e Limo.

2.3.1 Fissuras

A presença de fissuras em estruturas de concreto armado não é, necessariamente, indicação de deficiência de resistência e não deve ser, em geral, a causa para alarme, considerando a possibilidade de fissuras o indicio de outras patologias (CASTRO, 1994).

Segundo Mendes et al. (2010), a ocorrência de fissuras nas pontes de concreto armado é um fenômeno de grande ocorrência em todo o mundo, as mesmas, embora pequenas, representam caminhos para a entrada de agentes agressivos. Sua origem pode ser decomposição ou desagregação dos materiais componentes do concreto e também pode ser distribuição irregular de tensões no interior da estrutura. Esse processo pode levar a graves ocorrências de falta de estabilidade estrutural, assim como contribuir para acelerar os processos de corrosão das armaduras e carbonatação do concreto.

As fissuras podem ser provocadas por diferentes razões/fontes/origens, como tensões oriundas de atuação de sobrecargas ou de movimentações de materiais, dos componentes ou da obra como um todo. Nas pontes, as fissuras são provocadas, principalmente, por: movimentações por variações térmicas e de umidade; atuação de sobrecargas ou concentração de tensões; deformabilidade excessiva das estruturas; alterações químicas de materiais de construção.

Para Nakid (2010) as estruturas de concreto armado antigamente eram projetadas de acordo com o método das tensões admissíveis, onde as armaduras eram solicitadas por baixos esforços e, conseqüentemente, o nível de fissuração devido à flexão era baixo. Atualmente, as normas mais modernas de estruturas passaram a dimensionar no estado limite último e com aços de alta resistência. Com isso os níveis de esforços em serviço passaram a ser elevados e começaram a aparecer fissuras visíveis nas estruturas. Mas os concretos aumentaram de resistência, os aços estão melhores, então não deveriam ocorrer fissuras de nenhum tipo.

2.3.1.1 Fissuras causadas por movimentações térmicas

Os elementos e componentes de uma estrutura estão sujeitos a variações de temperatura, sazonais e diárias. Essas variações repercutem numa variação dimensional dos materiais de construção (dilatação ou contração); por outro lado, os movimentos de dilatação e contração são restringidos pelos diversos vínculos que envolvem os elementos e componentes, desenvolvendo-se nos materiais, por este motivo, tensões que poderão provocar o aparecimento de fissuras.

As trincas de origem térmica podem também surgir por movimentações diferenciadas entre componentes de um elemento, entre elementos de um sistema, e entre regiões distintas de um mesmo material.

2.3.1.2 Fissuras causadas pela atuação de sobrecargas

Segundo Thomaz (1989), a ocorrência de fissuras num determinado elemento estrutural produz uma redistribuição de tensões ao longo do componente fissurado e mesmo nos componentes vizinhos, de maneira que a solicitação externa geralmente acaba sendo absorvida de forma globalizada pela estrutura ou parte dela.

De acordo com o CEB N° 182 (1989) o controle de fissuras em projeto é bastante complexo e implicações estruturais sérias não devem ser esperadas de fissuras excedendo marginalmente os limites de norma. Se a armadura é suficiente, e adequadamente colocada, e o revestimento é compatível com o ambiente onde a estrutura está situada essas fissuras não excedem o limite. Os diferentes tipos principais de fissuras sob o efeito de cargas são mostrados na Figura 2.23.

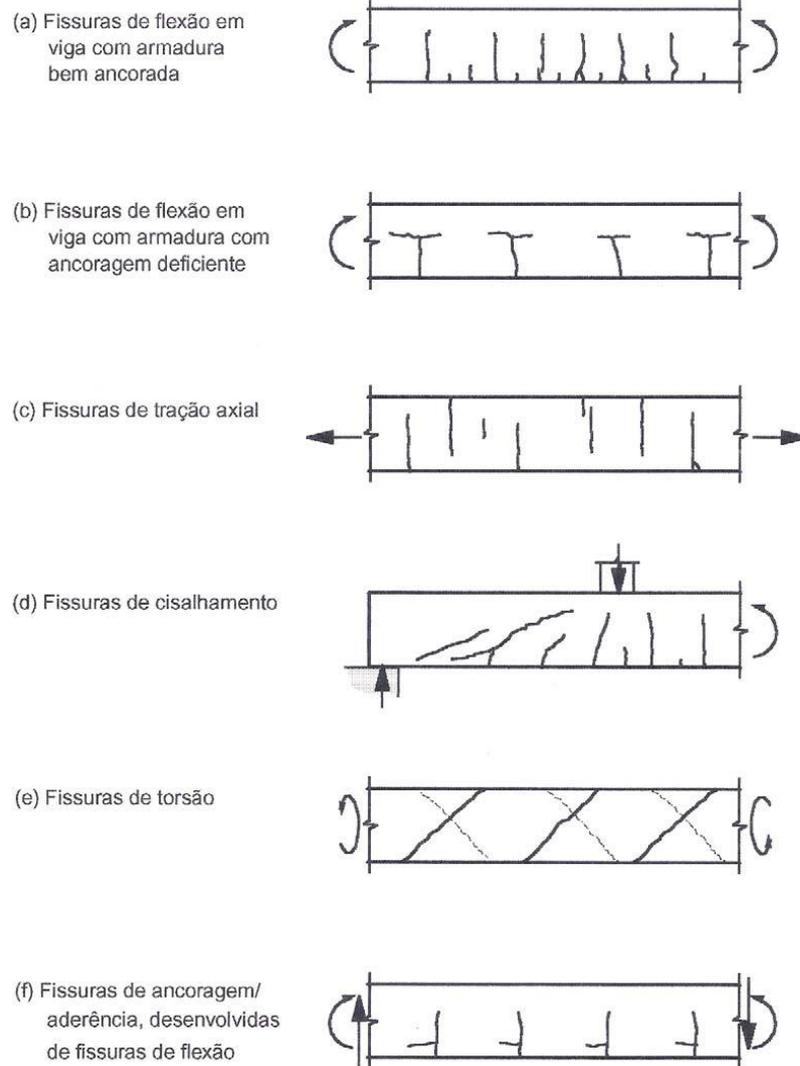


Figura 2.23 - Fissuras devido à carga imposta (CEB N° 182, 1989).

2.3.1.3 Fissuras causadas por deformabilidade excessiva de estruturas de concreto armado

Vigas e lajes deformam-se naturalmente sob a ação do peso próprio, das demais cargas permanentes e acidentais e mesmo sob o efeito da retração e da deformação lenta do concreto. Os componentes estruturais admitem flechas que podem não comprometer em nada sua própria estética, a estabilidade e a resistência da construção; tais flechas, entretanto, podem ser incompatíveis com a capacidade de deformação de paredes ou outros componentes que integram os edifícios (THOMAZ, 1989).

A NBR 6118 (ABNT, 2007) estipula as máximas flechas permissíveis para vigas e lajes (alínea c, item 4.2.3.1):

“[...] as flechas medidas a partir do plano que contém os apoios, quando atuarem todas as ações, não ultrapassarão 1/300 do vão teórico, exceto no caso de balanços para os quais não ultrapassarão 1/150 do seu comprimento teórico [...] [...] o deslocamento causado pelas cargas acidentais não será superior a 1/500 do vão teórico e 1/250 do comprimento teórico dos balanços [...]”.

Deve-se tomar cuidado especial ao se verificar a possibilidade de ser atingido o estado de deformação excessiva, evitando assim as deformações que possam ser prejudiciais à estrutura ou a outras partes da construção. São comuns alguns calculistas brasileiros não darem a devida atenção a este item da Norma, presenciando-se frequentes casos de fissuras em alvenarias provocadas pelas flechas dos componentes estruturais.

2.3.1.4 Fissuras causadas pela retração de produção à base de cimento

Conforme Andrade, T. (2005) a perda de água do concreto ainda não endurecido devido à exposição de sua superfície às intempéries como vento, baixa umidade relativa e aumento da temperatura ambiente pode levar o concreto à fissuração. Esse tipo de fissura é conhecida como retração e está associada a deformações em pastas de cimento, argamassas e concretos, sem que haja qualquer tipo de carregamento.

Segundo Thomaz (1989), em função da trabalhabilidade necessária, os concretos e argamassas normalmente são preparados com água em excesso, o que vem acentuar a retração. Na realidade é importante distinguir as três formas frequentes de retrações que ocorrem num produto preparado com cimento, ou seja:

- Retração química: a reação química entre o cimento e a água se dá com redução de volume; devido as grandes forças interiores de coesão, a água combinada quimicamente (22% a 32%) sofre uma contração de cerca de 25% de seu volume original.

- Retração de secagem: a quantidade excedente de água, empregada na preparação do concreto ou argamassa, permanece livre no interior da massa, evaporando-se posteriormente. Tal evaporação gera forças capilares equivalentes a uma compressão isotrópica da massa, produzindo a redução do seu volume.

- **Retração por carbonatação:** a cal hidratada liberada nas reações de hidratação do cimento reage com o gás carbônico presente no ar, formando carbonato de cálcio, esta reação é acompanhada de uma redução de volume.

Ainda segundo Thomaz (1989), os três tipos descritos anteriormente acontecem com o concreto em seu estado endurecido, ou em seu processo de endurecimento em períodos de tempo relativamente longos. Ainda há um quarto tipo de retração que ocorre quando o concreto está em seu estado fresco, que se chama retração plástica. A retração plástica é consequência da evaporação da água da superfície exposta do concreto. Este tipo de retração está ligado ao fenômeno da exsudação, ou seja, se a evaporação da água da superfície for mais rápida do que a exsudação, pode ocorrer fissuras superficiais, de pequena profundidade e normalmente espaçadas de 0,30 m a 1,0 m.

2.3.1.5 Fissuras causadas por alterações químicas dos materiais de construção

Os materiais de construção são susceptíveis de deterioração pela ação de substâncias químicas, principalmente as soluções ácidas e alguns tipos de álcool. As alterações químicas que se manifestam com frequência relativa é o ataque por sulfato (será melhor explicado no item 2.3.2.2), ataques por ácido (será melhor explicado no item 2.3.2.3) e corrosão de armaduras (será melhor explicado no item 2.3.2.4).

2.3.2 Ataques químicos

A degradação do concreto por ataque químico é, usualmente, um resultado de ataque sobre a matriz do cimento mais que sobre os agregados. A permeabilidade do concreto, caracterizada pela existência de poros, e a presença de fluídos agressivos, são fatores determinantes nos efeitos dos ataques químicos. Estes podem ocorrer em duas formas: dissolução, que é a lavagem de componentes solúveis, e expansão, devido à formação/cristalização dos componentes (CASTRO, 1994).

Segundo Andrade, T. (2005), Souza e Ripper (1998) os ataques químicos mais comuns são: eflorescência; ataque por sulfatos; ataque por ácidos, ataque por água do mar (íons cloretos) e presença de anidrido carbônico.

2.3.2.1 *Eflorescências*

De acordo com o Andrade, T. e Silva (2005) a lixiviação dos sais pelos poros do concreto pode resultar na eflorescência, que pode surgir após dias, semanas ou mesmo meses. São depósitos salinos que se formam na superfície, resultantes da migração e posterior evaporação de soluções aquosas salinizadas, deixando assim formações salinas na superfície dos materiais. Na maior parte dos casos as eflorescências não causam problemas maiores que o mau aspecto resultante, mas há circunstâncias em que o sal formado pode levar a lesões tais como o descolamento dos revestimentos ou pinturas, desagregação das paredes e até queda de elementos construtivos.

Os sais solúveis que dão origem às eflorescências podem ter várias procedências, dentre elas as matérias-primas, os materiais de construção, a água existente no subsolo, entre outros. Na maioria dos casos, as eflorescências em materiais de construção são causadas por sais de cálcio, de sódio, de potássio, de magnésio ou de ferro, raramente por outros. E também na maioria dos casos esses sais já fazem parte integrante do material de construção que, ao ser atravessado pela umidade, os dissolve na água (VERÇOZA, 1991).

De acordo com Helene e Pereira (2007) as eflorescências são um processo natural, onde a água, tendo entrado pelos poros capilares, dissolve o hidróxido de cálcio da pasta de cimento. O hidróxido de cálcio dissolvido pode, em seguida, reagir com o dióxido de carbono do ar para formar carbonato de cálcio insolúvel na superfície do concreto. Visto que um filme de água normalmente também está presente na superfície do concreto, na maioria dos casos toda a superfície ficará coberta por carbonato de cálcio, que são as manchas. O sal também pode se formar quando a água reúne dois ou mais compostos diferentes que reajam entre si. Para que ocorram as eflorescências há sempre uma constante necessidade de umidade, sendo por isso a sua correção implicar na eliminação da umidade.

Segundo Verçoza (1991), “[...] raramente o sal pode ser depositado pela atmosfera, devido à presença de indústrias químicas ou situações similares nas proximidades, que lancem produtos químicos no ar ou pode ser simplesmente poeira trazida pelo ar [...]”.

A maior ocorrência desse fenômeno se dá com manchas brancas, com aspecto de nuvem, pulverulentas, geralmente são causadas por sulfatos (de sódio, de potássio, cálcio ou magnésio), elas são insolúveis em água e não desagregam dos materiais.

2.3.2.2 Ataque por sulfatos

É uma reação que consiste na formação da etringita (trisulfoaluminato de cálcio hidratado) a partir da reação de íons sulfatos com aluminatos de cálcio hidratado do cimento e/ou a alumina reativa dos agregados, sendo que esta reação é acompanhada de grande expansão e produz desagregação de toda a massa, com perdas de resistência notáveis (THOMAZ, 1989). Para que esta reação ocorra é necessária à presença de cimento, de água e de sulfatos solúveis. Os sulfatos poderão provir de diversas fontes, como o solo, águas contaminadas ou mesmo componentes cerâmicos constituídos por argila com altos teores de sais solúveis.

2.3.2.3 Ataque por ácidos

A penetração dos ácidos causa a decomposição de produtos de hidratação do cimento formando outros elementos que, se forem solúveis podem ser lixiviados e, se insolúveis podem expandir no próprio local onde se formam. O resultado deste ataque é a redução da capacidade aglomerante da pasta de cimento provocando a desagregação do concreto.

2.3.3 Corrosão das armaduras

A corrosão das armaduras é um grande problema que afeta a maioria das construções em concreto armado, seja por contaminação durante a execução ou ao longo do tempo. Para Mendes et al. (2010) nas pontes, por serem obras de arte especiais, alguns fatores assumem um papel especial para a determinação do motivo da ocorrência da corrosão e sua intensidade. Eles podem ser o ambiente onde a estrutura se encontra, os agentes agressivos presentes no meio e a capacidade de resistência da estrutura.

Segundo Gentil (2007), alguns autores consideram corrosão a deterioração de materiais não metálicos como, por exemplo, o concreto. Para Helene (1986), pode-se definir especificamente para o caso de corrosão de armadura em estrutura de concreto como “[...] a

interação destrutiva de um material com o ambiente, por reações químicas ou eletroquímicas [...]” ocasionando dois processos de deterioração do metal a seguir descritas:

- Oxidação direta ou corrosão seca: reações químicas gás-metal ou íon-metal com formação de película contínua de óxido de ferro;
- Corrosão eletroquímica ou corrosão úmida: realiza-se em meio aquoso, onde há a formação de pilhas ou células de corrosão.

A deterioração do concreto é de grande importância quando se trata de corrosão das armaduras, pois o estado em que se encontra o concreto é determinante nesse processo. Visto que um concreto vulnerável permite a entrada de contaminantes, os quais promoverão a corrosão. De acordo com Gentil (2007), essa fragilização do concreto pode ser associada a fatores mecânicos (vibrações e erosões), físicos (variações de temperatura), biológicos (bactérias) ou químicos (ácidos e sais), ou problemas de projeto (baixo cobrimento e relação a/c) e de execução.

A integridade das estruturas pode ser afetada por fatores físicos, tais como a variação da temperatura, que pode ocasionar choques térmicos. A variação de temperatura entre os componentes do concreto (pasta de cimento, agregados graúdos e armadura), pode ocasionar microfissuras no concreto que permitem a ação dos agentes corrosivos (GENTIL, 2007).

Estudos desenvolvidos pelo Department of Transport da Inglaterra, avaliando 200 pontes, constatou que 30% delas apresentavam graves problemas de corrosão. Problemas patológicos semelhantes ocorrem com muito mais frequência em estruturas localizadas na orla marinha, devido à penetração de névoa salina na massa de concreto, até atingir a armadura (GENTIL, 2007).

Na NBR 6118 (ABNT, 2007), são encontradas tabelas que classificam a agressividade do ambiente em relação à estrutura, determinando o grau de deterioração da estrutura e cobrimento nominal necessário para resistir às intempéries locais, como pode ser visto na Tabela 2.4 e Tabela 2.5.

Tabela 2.4 - Classes de agressividade ambiental (NBR 6118, ABNT 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 ^{1,2}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹	Grande
		Industrial ^{1,2}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1,3}	Elevado
		Respingos de maré	

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

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

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

Tabela 2.5 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobertura nominal (NBR 6118, ABNT 2007).

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

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

2) Para a face superior de laje e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitando um cobertura nominal ≥ 15 mm.

3) Nas faces de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes quimicamente e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobertura nominal ≥ 45 mm.

É fácil de concluir mediante as tabelas que o ambiente marinho e industrial, são as piores situações para a construção, o que implica em uma maior especificação em projetos dessa natureza.

A corrosão nas armaduras em estruturas de concreto armado é iniciada pela perda da camada passivante que tem um efeito inibidor de corrosão. Essa camada é formada durante a hidratação do cimento, onde ocorre a formação do hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 (portlandita) através da hidratação do C_3S (silicato tricálcico) e C_2S (silicato dicálcico), e outros hidróxidos alcalinos como o hidróxido de sódio (NaOH) e de hidróxido de potássio (KOH), provenientes do álcalis do cimento (BERTOLINI, 2010).

Nesse ambiente de alto pH do concreto, entre 12,5 e 13,5, as reações de eletrodo são reações de passivação, onde o sistema ferro-água desenvolve uma lenta reação no metal, favorecendo a deposição de uma película de óxidos protetores na superfície metálica, chamada película de passivação do aço. Essa película envolve a armadura e possui um efeito extremamente protetor, impedindo o contato de agentes agressivos do meio com a superfície metálica (CASCUDO, 1997).

De acordo com Bertolini (2010), Gentil (2007), Helene e Pereira (2007), Souza e Ripper (1998), a película passiva é bastante aderente ao aço e bastante fina também, geralmente invisível; é compacta e insolúvel; composta por óxido de ferro, formado a partir das reações de oxidação do ferro e de redução do oxigênio constante na fase líquida dos poros do concreto. A deterioração que ocorre no aço empregado no concreto armado pode se apresentar de diferentes formas como:

- a) Corrosão por tensão fraturante trata-se do caso em que aços quando submetidos a grandes esforços mecânicos (protensão) e em presença de meio agressivo, a corrosão se processa na rede cristalina do material metálico, podendo sofrer fratura frágil, resultando na perda de condição de utilização do material, como ilustrado na Figura 2.24;
- b) Corrosão pela presença de hidrogênio atômico, que se difunde para o interior do aço da armadura, possibilitando a fragilização com conseqüente perda da ductibilidade e possível fratura da armadura;
- c) Corrosão por pite ou puntiforme, que é um desgaste localizado sob forma de pites ou alvéolos pela ação de íons agressivos (cloretos, em especial), sempre que haja umidade e presença de oxigênio, como ilustrado na Figura 2.24;

d) Corrosão uniforme ou generalizada, é iniciada em função da redução do pH do concreto para valores inferiores a 9, pela ação dissolvente do CO_2 existente no ar atmosférico-transportado através dos poros e fissuras do concreto sobre o cimento hidratado. É a chamada carbonatação, como ilustrado na Figura 2.24;

e) Corrosão transgranular, que se desenvolve intragrãos da rede cristalina, levando também a fratura quando houver sollicitação mecânica.

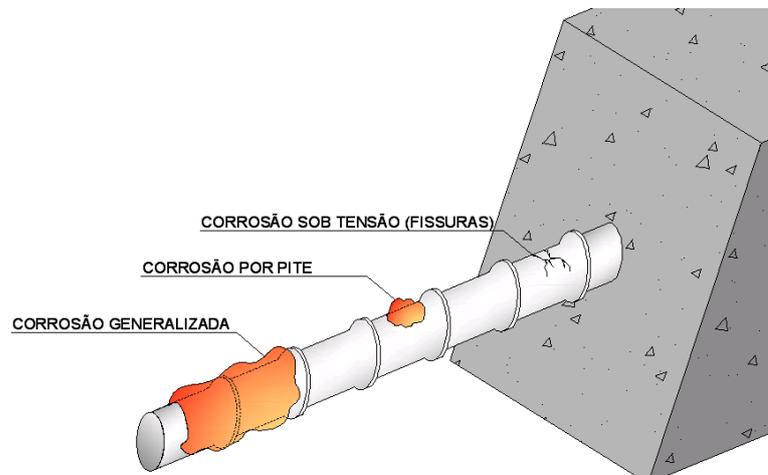


Figura 2.24 - Tipos de corrosão em armadura de concreto (Adaptação de SOUZA; RIPPER, 1998).

2.3.3.1 Ataque por íons cloretos

Segundo Figueiredo (1994), Figueiredo (2005a) e Cascudo (1997), os íons cloretos podem chegar até o concreto de varias formas, ou até mesmo já se encontrarem no interior do mesmo (Figura 4.3). As fontes de cloretos nos concretos e argamassas podem ser na forma de impurezas indesejadas dos agregados (areia e brita) e da água de amassamento; pela atmosfera marinha; água do mar ou o solo contaminado; aditivo acelerador de pega à base de cloretos (em desuso); usos de sais de degelo, não comum em nossa região; processos industriais. No entanto, independente da fonte que ocasiona a entrada dos cloretos, os mesmos podem estar na matriz da argamassa ou concreto nos diferentes estados, listados e observados na Figura 2.25.

- Quimicamente ligado ao aluminato tricálcico (C_3A), formando o cloroaluminato de cálcio hidratado ou Sal de Friedel ($3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{CaCl}_2\cdot 10\text{H}_2\text{O}$) e ao ferro aluminato tetracálcico (C_4AF), formando o cloroferrato de cálcio hidratado ($3\text{CaO}\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3\cdot\text{CaCl}_2\cdot 10\text{H}_2\text{O}$).

- Adsorvido na superfície dos poros.
- Sob a forma de íons livres, sendo os principais responsáveis pela corrosão pontual.

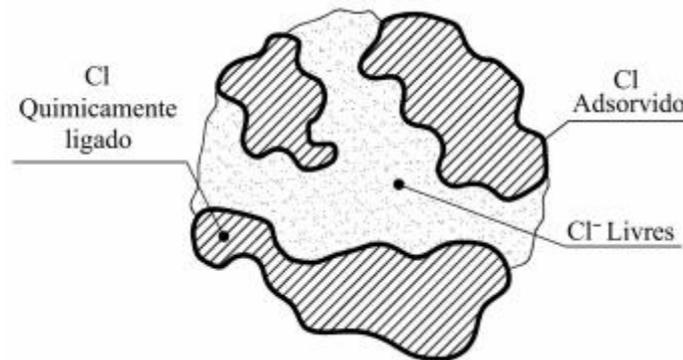


Figura 2.25 - Formas de ocorrência de íons cloreto na estrutura do concreto (CASCUDO, 1997).

Porém, sabe-se que não apenas os cloretos livres na solução dos poros de concretos e argamassas atacam as armaduras, mas também devemos nos atentar para os cloretos combinados, uma vez que os mesmos podem se tornar livres.

Sabe-se que o tipo de cimento empregado na execução do concreto pode exercer influência sobre o processo da corrosão, em decorrência do teor de C_3A e C_4AF contidos nos mesmos. Estes compostos do cimento são capazes de fixar quimicamente os cloretos, na forma de cloroaluminatos. Os diferentes tipos de cimento apresentam variação de suas composições e finura, contribuindo também para a fixação química dos cloretos, uma vez que quanto mais fino o cimento, maior será a velocidade de hidratação (FIGUEIREDO, 2000).

Ainda segundo Figueiredo (1988), a capacidade do C_3A em fixar cloretos pode ser reduzida na presença de sulfatos, devido à formação preferencial do monossulfoaluminato (etringita) ou mesmo pela carbonatação. A quantidade de C_3A do cimento tem influência na iniciação da corrosão pelos cloretos, visto que este componente do cimento é responsável pela formação do cloroaluminato de cálcio hidratado, também conhecido como Sal de Friedel, o qual, ao fixar os íons cloreto, contribui para a diminuição da concentração de cloretos livres na solução contida nos poros do concreto, transformando os mesmos em combinados.

De acordo com Princigallo (2012), para o estudo dos íons cloretos faz-se necessário o conhecimento do cálculo dos valores limite de concentração, assim como as propriedades de velocidade de transporte. A velocidade do processo de transporte está representada pelo chamado coeficiente de difusão. O cálculo do coeficiente de difusão é importante para avaliar o tempo de difusão de íons cloreto no cimento.

Ainda de acordo com Figueiredo (2005a), o grau de saturação dos poros e a concentração de íons cloreto influenciam na penetração dos íons cloreto. Em estruturas submetidas à variação de maré, ou seja, submetidas por ciclos de umedecimento e posterior secagem, os íons cloretos também penetram por sucção capilar da água. No caso dessas regiões a estrutura de concreto atinge níveis elevados de concentração de cloretos. Outros fatores que também influenciam no ingresso de cloretos é a abertura das fissuras e a temperatura. Com o aumento da temperatura, há o aumento da mobilidade molecular favorecendo o transporte dos íons cloreto pela microestrutura.

2.3.3.2 Presença de anidrido carbônico (gás carbônico), CO₂

Para Cavalcanti Filho, Cavalcanti, e Selmo (2010), Souza e Ripper (1998), o anidrido carbônico (CO₂), presente na atmosfera, apresenta uma tendência notável de se combinar com as bases do cimento hidratado, transportando-se para dentro dos poros do concreto. Quando o mesmo está presente nos poros do concreto reage com o hidróxido de cálcio existente na água do concreto, formando o carbonato de cálcio, o que implica na carbonatação do concreto. A carbonatação originária do meio externo penetra o concreto via difusão e converte o Ca(OH)₂ em CaCO₃ promovendo, assim, a redução do pH na matriz da pasta endurecida, que era cerca de 12,6 (Ca(OH)₂), e passará a ter valores abaixo de 9,4 (CaCO₃), à temperatura ambiente. Esta redução propicia a instabilidade do filme passivante e torna a armadura sujeita à corrosão.

Segundo Helene (1993), Max, Meira e Padilha (2007), a ação do CO₂ sobre os constituintes do cimento hidratado é muito complexa, pois não se limita ao hidróxido de cálcio, mas ataca e decompõe todos os produtos da hidratação do cimento. O concreto é um material poroso e o CO₂ do ar pode penetrar em seu interior. Esse processo ocorre lentamente e a reação química

de carbonatação é dada pela Equação 2.1, com o produto de hidratação do cimento (Ca(OH)_2) e o dióxido de carbono:



Portanto, a carbonatação está diretamente relacionada com a penetração do dióxido de carbono (CO_2), através dos poros, para o interior do concreto. Inicialmente, o dióxido de carbono não se difunde ao interior do concreto porque a tendência é de se combinar, ainda na superfície, com os álcalis e o hidróxido de cálcio. Posteriormente, a tendência é de o CO_2 penetrar mais profundamente no concreto, dando continuidade ao processo de carbonatação. Vale ressaltar que o avanço da frente de carbonatação está diretamente relacionado à facilidade que o CO_2 encontra para de difundir.

O avanço da frente de carbonatação é influenciado pelo nível de porosidade do concreto, tamanho, interligações e o grau de saturação dos poros com água. Em atmosferas ácidas, urbanas e industriais, o fenômeno da carbonatação é mais intenso (SOUZA; RIPPER, 1998).

As profundidades de carbonatação aumentam, inicialmente, com grande rapidez, diminuindo e tendem a limitar a uma profundidade máxima (HELENE, 1993). A tendência de parar o fenômeno pode ser explicada em função da continuidade de hidratação do cimento, que ocorre desde que haja água, que é liberada na própria carbonatação do hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2) e da água do amassamento, provocando a compacidade do concreto. Além disso, o próprio carbonato de cálcio que é o produto da carbonatação, insolúvel em água, passa a preencher os poros superficiais, dificultando o acesso de CO_2 ao interior do concreto.

Entretanto, se o concreto tem todos os seus poros cheios de água, o gás carbônico não pode penetrar e difundir-se. O concreto úmido é praticamente impermeável ao CO_2 , pois o gás é pouco solúvel na água e as dimensões das moléculas são da ordem de grandeza das da água. É provável que a carbonatação ocorra mais rapidamente em cantos, onde a superfície seja plana. Conseqüentemente as vigas são mais sensíveis à carbonatação que as lajes, para o mesmo traço de concreto (FIGUEIREDO, 2005).

De acordo com a Figura 2.26, o grau de carbonatação varia com a umidade relativa do ar, onde se observa que quando a umidade é muito baixa decresce o nível de carbonatação. No entanto, quando a umidade está na faixa entre 50% a 60% a carbonatação se eleva ao máximo e só reduz perto da saturação de água nos poros e capilares do concreto, pois neste ponto os poros ficam fechados (CÁNOVAS, 1988).

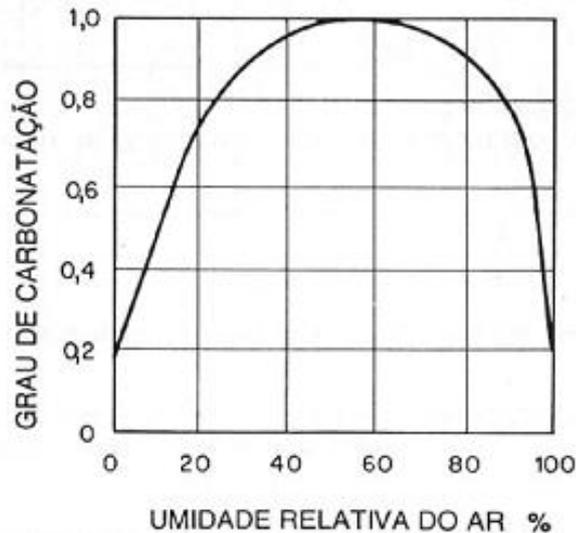


Figura 2.26 - Grau de carbonatação em relação à umidade relativa do ar (CÁNOVAS, 1988).

Para Kazmierczak (1995 *apud* MAX; MEIRA; PADILHA, 2007) a influência da temperatura, nos ensaios aceleradores indica que a velocidade de carbonatação não é muito alterada quando em temperaturas usuais. Contudo, temperaturas elevadas aumentam a velocidade de carbonatação, desde que sejam mantidas as condições de umidade internas, uma vez que a temperatura é um fator preponderante na definição das condições de umidade interna do material.

Ainda de acordo com Figueiredo (2005a) outros fatores também podem influenciar na velocidade e profundidade de carbonatação. A concentração de CO_2 pode variar dependendo do ambiente em que a estrutura está inserida, fazendo com que haja uma velocidade maior quando a concentração é elevada. A relação a/c, as condições de cura e as fissuras presentes na estrutura, também influenciam de maneira significativa.

Segundo muitos autores, a corrosão induzida por cloretos é considerada, como a forma mais perigosa da ocorrência desta manifestação patológica.

2.3.3.3 Natureza eletroquímica da corrosão nas armaduras do concreto

De acordo com Souza e Ripper (1998) o processo de corrosão é sempre o mesmo, na barra de aço é criado um efeito de pilha, onde o elétron de ferro migra para a parte aquosa do concreto (eletrólito) transformando-se em cátions Ferro (Fe^{++}). Por causa do abandono do elétron é gerada na barra de aço uma carga negativa, dando origem a uma diferença de potencial. Desta forma o processo de corrosão pode ser desencadeado, que dependerá da magnitude da corrente elétrica gerada e do acesso de oxigênio na região. A corrente é gerada a partir do anodo para o catodo, através da água, e do catodo para o anodo, através da diferença de potencial, ver Figura 2.27.

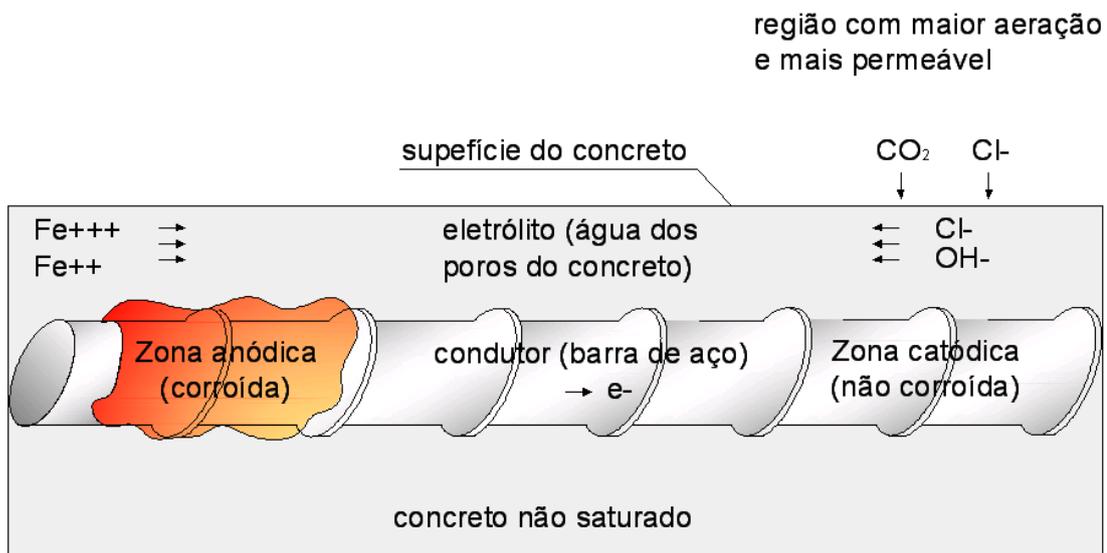


Figura 2.27 - Processo de corrosão eletroquímica (Adaptação de SOUZA; RIPPER, 1998).

Assim sendo, para que esse tipo de corrosão ocorra há necessidade de 4 elementos:

- Condutor - que é a própria barra de aço que integra a armadura;
- Água - para constituir o eletrólito e conduzir os íons;
- Oxigênio - para formação dos produtos de corrosão;
- Diferença de potencial entre dois pontos - para formar duas regiões distintas, ou seja, uma região anódica e outra catódica, provocadas por diferentes intensidades de adensamento do concreto, diferentes aerações, de umidades ou de concentrações salinas.

Fica entendido que, como consequência do próprio processo, a corrosão não acontecerá em concretos secos nem em saturados (no primeiro caso, falta o eletrólito; no segundo, o

oxigênio). Por outro lado, as estruturas mais sujeitas à corrosão são as expostas à ação alternada de molhagem e secagem, em particular se esta água for dotada de grande concentração de cloretos (SOUZA; RIPPER, 1998).

Para Bertolini (2010), Gentil (2007), Helene e Pereira (2007), Souza e Ripper (1998), no caso da armadura de aço envolvida em concreto, nas zonas anódicas há a oxidação do metal, onde o metal passa para a solução contida nos poros do concreto na forma de íons e libera elétrons, que migram através da armadura para regiões catódicas. Nessas regiões eles são consumidos pelo contato com oxigênio e/ou hidrogênios dissolvidos (reações de redução), como mostram as equações a seguir:

a) Região anódica:



b) Região catódica:

i. Redução do oxigênio em meios neutros ou alcalinos:



ii. Em meios fracamente ácidos:



iii. Evolução do hidrogênio:



Assim, a corrosão representa uma situação em que duas ou mais reações eletroquímicas distintas ocorrem simultaneamente e de forma espontânea, sendo pelo menos uma de natureza anódica e outra de natureza catódica. Porém, as reações anódicas e catódicas são somente um primeiro passo no processo de formação dos produtos de corrosão.

Como produto de corrosão tem-se o hidróxido de ferro (II) ou hidróxido ferroso, Fe(OH)_2 , que em meio com baixa concentração de oxigênio, região anódica, se transforma em Fe_3O_4 , magnetita, de cor preta ou esverdeada.



Na região catódica, onde a concentração de oxigênio é maior, o Fe(OH)_2 se transforma em hidróxido de ferro (III) ou hidróxido férrico, Fe(OH)_3 , castanho-alaranjado.



De acordo com Gentil (2007) os danos gerados pela corrosão do aço são diversos como a perda da funcionalidade da armadura, visto que a mesma terá sua área de seção reduzida para combater os esforços a que foi destinada; perda de aderência entre a barra de aço e o concreto devido ao produto gerado durante a corrosão; desagregação da camada de concreto envolvente da armadura, porque durante o processo de deterioração da barra de aço o produto que é gerado, exerce uma força de tração no concreto com cerca de 15 MPa, como o concreto apresenta uma resistência muito baixa em relação à tração o mesmo tende a fissurar. Como pode ser visto na Figura 2.28, com o surgimento de fissuras, o processo de corrosão é agravado, pois permite a entrada direta dos agentes agressivos existentes na atmosfera.

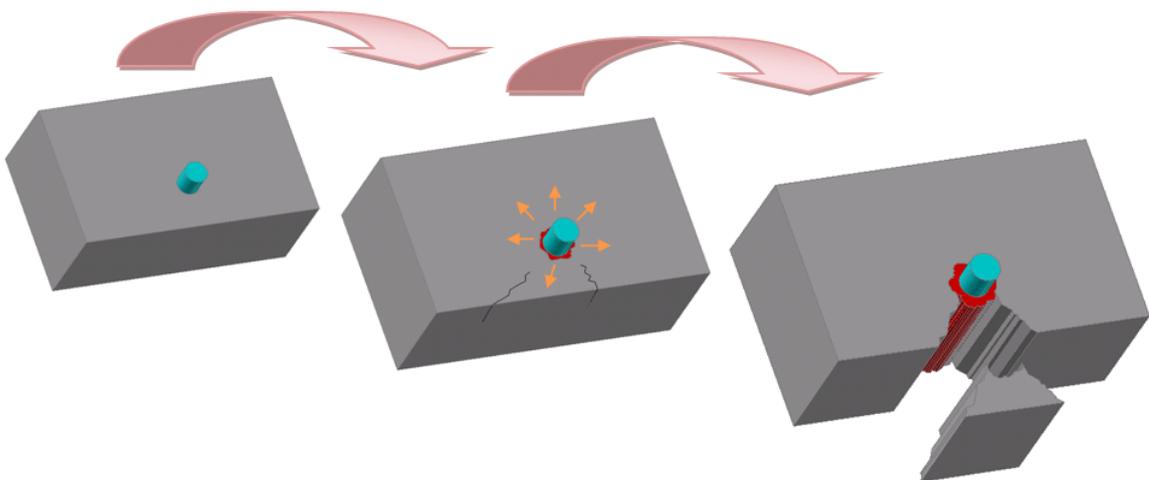


Figura 2.28 - Processo de degradação do concreto devido ao efeito expansivo do produto da corrosão (GENTIL, 2007).

2.3.3.4 *Proteção contra Corrosão de Armaduras*

Em outras palavras a corrosão pode ser evitada executando-se um concreto menos poroso, ou seja, com baixa relação a/c, que torna o concreto mais resistente à entrada de agentes agressores da atmosfera (CO₂, O₂ e cloretos); e utilização de cobrimentos adequados, conforme o meio de agressividade e estado de tensão da peça.

Assim, aspectos como controle de porosidade e a permeabilidade do concreto, a manutenção da peça sob estado de tensões de serviço dentro dos limites estabelecidos regularmente, a escolha correta das bitolas das barras da armadura principal, um correto detalhamento de projeto para execução, a cuidadosa execução das peças e a proteção adicional das superfícies do concreto por pintura surgem com fatores primordiais e de cuja observância dependerá a redução ou não da possibilidade de ocorrência de corrosão nas barras da armadura (SOUZA; RIPPER, 1998).

O processo de proteção contra a corrosão química do concreto geralmente só aumenta a vida útil da peça, mas a agressão continua. Geralmente não pode ser evitada, mas, alguns cuidados podem aumentar a vida útil a ponto das estruturas poderem ser utilizadas por um período de tempo muito maior do que a sua função. A única solução realmente perfeita seria remover o meio agressivo, e dificilmente é possível. Uma das maneiras de aumentar a resistência à corrosão química é usar cimentos adequados. Os cimentos resistentes aos sulfatos e os cimentos pozolânicos resistem bem melhor a quase todos os tipos de substâncias agressivas.

Devem ser mantidas todas as demais condições constantes, como, funcionalidade que afeta os carregamentos, da espessura do recobrimento e de sua permeabilidade. Esta pode ser associada à resistência mecânica do concreto (que depende do fator a/c) e ao grau de compactação.

A durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto. A qualidade do concreto está ligada à relação a/c, pois é essa que determina a porosidade da massa endurecida e, portanto, a facilidade de penetração de água ou gases no concreto. Portanto a NBR 6118 (ABNT, 2007) apresenta a Tabela 2.6, que permite escolher a resistência a compressão do concreto em função da classe de agressividade ambiental.

Tabela 2.6 - Exigências de qualidade do concreto em função da agressividade do ambiente (NBR 6118, ABNT 2007).

Concreto	Classe de Agressividade				
	Tipo	I	II	III	IV
Relação a/c (em massa)	CA	0,65	0,60	0,55	0,45
	CP	0,60	0,55	0,50	0,45
Classe de resistência mínima	CA	C20	C25	C30	C40
	CP	C25	C30	C35	C40

CA: elementos estruturais de concreto armado

CP: elementos estruturais de concreto protendido

Um correto cobrimento das armaduras, com um concreto de alta compacidade, sem "ninhos", com teor de argamassa adequado e homogêneo, garante, por impermeabilidade, a proteção do aço ao ataque de agentes agressivos externos. Outra forma que também ajuda nesse combate e é a mais usada, é revestir o concreto com elementos isolantes, como, cerâmicas, resinas, esmaltes, entre outros; ou com impermeabilizantes, pois os mesmos evitam a presença de água.

2.3.4 Ataques Físicos

Segundo Souza e Ripper (1998) as causas intrínsecas ao processo de deterioração da estrutura são as resultantes da ação da variação da temperatura externa, da insolação, do vento e da água, esta última sob a forma de chuva, gelo e umidade, podendo-se ainda incluir as eventuais solicitações mecânicas ou acidentes ocorridos durante a fase de execução de uma estrutura.

De acordo com Cánovas (1988) e Clímaco (1990) as principais causas físicas que podem produzir danos importantes no concreto são:

- Ações dos ciclos de congelamento/descongelamento: a água ao congelar-se sofre um aumento no seu volume da ordem de 9%. Se ela penetrar nos poros abertos do concreto e os saturar, existirá o perigo de que o incremento de volume de água congelada crie pressões internas no concreto que podem provocar fissuras e escamações. Esse fenômeno não ocorre no Brasil.

- Erosão por abrasão: a erosão por abrasão, em geral, ocorre por forte contato e atrito de corpos ou partículas rígidas com a superfície do concreto. A abrasão pode ser motivada pela passagem de veículos, deslocamento de material solto sobre canalizações, entre outros. Também pode ser motivada por ações de partículas pesadas suspensas na água e circulando com grande velocidade, como ocorre em canalizações e estruturas marinhas.

2.3.5 Bolor (mofo) e Limo

O bolor (mofo) é a manifestação de micro vegetais (micro algas), que são fungos que se alimentam de materiais orgânicos. O lugar onde eles costumam aparecer é onde há ambientes úmidos por condensação e onde não haja água corrente, ideal para sua proliferação. O resultado da proliferação são manchas escuras. Há também fungos que podem apresentar manchas de cores esverdeada, branca, avermelhada, etc., devido ao tipo de reação química ou devido à deposição de esporos, que são as sementes dos fungos, ou ainda devido à cor do próprio fungo, quando visível.

De acordo com Verçozza (1991), os fungos são vegetais inferiores, que não tem clorofila. A clorofila é responsável pela decomposição das substâncias orgânicas mais complexas para transformá-las em mais simples, onde as mesmas servem de alimento para o vegetal. Como os fungos não possuem clorofila, suas raízes segregam enzimas que fazem a decomposição. Essas enzimas funcionam como um ácido sobre o material onde cresce o fungo, o material é atacado e queimado. Há então o surgimento de manchas e, numa idade mais avançada, desagregação da superfície. Os fungos têm preferência por bases orgânicas, frestas e fissuras.

Os fungos podem se desenvolver em qualquer tipo de material, como, por exemplo, cerâmica, vidro, concreto, argamassa, entre outros, já que os mesmos necessitam de pouco alimento, e nem sempre se alimentam do próprio material onde crescem eles podem se alimentar de partículas depositadas com o pó.

Já os limos são vegetais microscópicos, mas não atacam diretamente o substrato, no entanto causam um mau aspecto, possuem cor verde e podem causar o desagregamento lento das argamassas pela pressão de suas raízes entre os grãos e poros.

3 METODOLOGIA

A metodologia utilizada nesta pesquisa seguiu o fluxograma mostrado na Figura 3.1 que define as atividades realizadas durante a inspeção nas estruturas das pontes, recomendadas por Castro (1994) e pela NBR 9452 (ABNT, 1986).



Figura 3.1 - Fluxograma das atividades de inspeção nas pontes.

A NBR 9452 (ABNT, 1986) estabelece as condições para a realização de vistorias em pontes de concreto. As vistorias são divididas em: vistoria cadastral, que é complementada com o levantamento dos principais documento e informações construtivas; vistoria rotineira, destinada a manter o cadastro da obra atualizado realizada em intervalos de tempo regulares; e vistoria especial, que é uma vistoria detalhada da obra, onde pode ser realizada de forma visual e/ou instrumental. Nestas vistorias são coletados diversos dados e elaborados em seguida um relatório com todas as informações para uma melhor caracterização.

Foram estudadas oito pontes são elas: Ponte 12 de Setembro (Antiga Ponte Giratória), Ponte Maurício de Nassau, Ponte Buarque de Macedo, Ponte Princesa Isabel ou Santa Isabel, Ponte Duarte Coelho (Ponte da Maxambomba), Ponte Engenheiro Antônio de Góes (Ponte Governador Agamenon Magalhães), Ponte Governador Paulo Guerra e Ponte de Afogados. A seguir será apresentado um mapa com as localizações das pontes estudadas (Figura 3.2).

LEGENDA

Pontes Inspecionadas

- 01 Ponte Doze de Setembro
- 02 Ponte Maurício de Nassau
- 03 Ponte Buarque de Macedo
- 04 Ponte Princesa Isabel ou Santa Isabel
- 05 Ponte Duarte Coelho
- 06 Ponte Engenheiro Antônio de Góes
- 07 Ponte Governador Paulo Guerra
- 08 Ponte de Afogados



Figura 3.2 – Mapa com a localização das pontes estudadas (GOOGLE EARTH, 2013).

3.1 Inspeção Preliminar

A metodologia utilizada na inspeção preliminar consistiu em um exame visual a fim de abranger a presença das manifestações patológicas. Ainda na inspeção preliminar foi caracterizado o local onde a ponte esta inserida, analisando seu acesso e realização de ensaios.

Esta inspeção permitiu a identificação do problema, incluindo:

- Inspeção visual da estrutura da ponte;
- Anotação do sintoma visual (manchas de óxidos, fissuras, desagregação, entre outros);
- Identificação da agressividade do ambiente (suave, moderada ou agressiva);
- Caracterização do local onde a ponte esta inserida, analisando seu acesso e realização de ensaios.

3.2 Inspeção detalhada

Na inspeção detalhada foi realizado um levantamento de todas as manifestações patológicas através de um “Check List” (Anexo A) estabelecido, com posterior relatório fotográfico das mesmas. Ainda nessa etapa foram realizados os ensaios em algumas das pontes para uma melhor caracterização das manifestações patológicas encontradas.

Esta inspeção permitiu a definição da natureza e causa do problema, incluindo:

- Inspeção visual da estrutura da ponte, realizando um levantamento fotográfico com o fim de comprovar se os sintomas e a natureza do problema são iguais em todas as pontes, ou se existe mais de uma problemática no conjunto;
- Eliminação do revestimento do concreto em alguns pontos singulares, para a observação visual direta das armaduras e realização dos ensaios, fotografando e tomando nota da espessura do revestimento, da redução do diâmetro da armadura, da qualidade da cor dos óxidos e dos aspectos gerais do concreto.

3.3 Realização de ensaios

Foram vistoriadas oito pontes, a realização dos ensaios foi em cinco. Não foi possível a realização em duas pontes devido ao difícil acesso e em uma não houve a necessidade, pois havia sido recém recuperada e reforçada. A seguir serão descritos os ensaios realizados nas pontes.

3.3.1 Avaliação de cloretos livres pelo método colorimétrico de aspersão de nitrato de prata

Para a realização do ensaio foi considerada a norma italiana UNI 7928 (1978), o qual estipula uma solução de nitrato de prata com concentração de 0,1 mol/l, ou seja, 17g de AgNO_3 para 1 litro de água destilada. A solução de nitrato de prata, após sua preparação, foi armazenada em um recipiente escuro, pois o contato da luz com a solução contribuiria para a sua decomposição.

Durante a inspeção houve uma quebra de uma pequena área da estrutura de concreto, onde logo em seguida foi aspergida a solução de nitrato de prata, essa área permaneceu em ambiente iluminado para que a reação fotoquímica entre a solução e a superfície da argamassa ocorresse. Depois foi realizado um registro fotográfico para análise visual da coloração da superfície.

3.3.2 Avaliação da carbonatação pelo método colorimétrico de aspersão de fenolftaleína (Profundidade de carbonatação)

Para a realização do ensaio foi considerada a norma RILEM CPC-18 (1988), o qual estipula uma solução de 1 g de fenolftaleína dissolvida em 100 g de álcool etílico de 70%. A solução de fenolftaleína, após sua preparação, foi armazenada em um recipiente para posterior utilização. A solução química utilizada apresenta mudança de cor na faixa de pH entre 8,3 a 10,0 apresentando dentro da mesma uma coloração roseada/vermelho carmim.

Durante a inspeção houve uma quebra de uma pequena área da estrutura de concreto, onde logo em seguida foi aspergida a solução de fenolftaleína, evitando a contaminação da mesma pelo CO₂ presente da atmosfera. Depois foi realizado um registro fotográfico para análise visual da coloração da superfície, permitindo assim mensurar a profundidade de carbonatação.

3.3.3 Esclerometria

Para a realização do ensaio foi utilizada a norma NBR 7584 (ABNT, 2012) o qual dá as diretrizes para a realização do ensaio de esclerometria. As superfícies do concreto devem ser secas ao ar e preferencialmente planas. No início do ensaio, as áreas onde serão avaliadas devem ser previamente preparadas com um polimento enérgico com prisma ou disco de carborundum, executando-se movimentos circulares até obter um acabamento liso na superfície. Em seguida, todo o pó e poeira resultante devem ser removidos a seco, uma vez que a umidade pode alterar significativamente o resultado do ensaio. Depois de preparada a superfície é iniciada as leituras dos índices esclerométrico, em suas devidas marcações.

3.3.4 Potencial de Corrosão

Para este ensaio foi utilizada a norma ASTM C 876 (2009), que utiliza um eletrodo de referência de cobre-sulfato de cobre conectado à armadura e a um voltímetro. Neste ensaio, o eletrodo de referência, que é conectado ao polo negativo do voltímetro, é posto em contato com a superfície do concreto, concomitantemente é estabelecida uma conexão do polo positivo do voltímetro com a armadura analisada. Para promover uma ponte de baixa resistência elétrica entre o eletrodo de referência e a superfície de concreto, é utilizada uma esponja com uma solução. Feito isso, a diferença de potencial entre o aço da armadura o eletrodo de referência é medido, o qual possibilitará a detecção de áreas com altos gradientes, que corresponderão a forças eletromotrizes elevadas e conseqüentemente a um grande risco de corrosão.

3.4 Análise de dados

Nesta etapa foram analisados todos os dados coletados para caracterizar as manifestações patológicas mais comuns nas pontes, levando em consideração o local onde as mesmas estão inseridas. O mesmo foi feito através das inspeções e dos ensaios realizados.

3.5 Diagnóstico

Esta etapa foi realizada após a conclusão das etapas de levantamento e análise dos dados. É o levantamento geral das causas, origem e mecanismos das manifestações patológicas.

Como resultado final desta etapa foi elaborado relatórios fotográficos das pontes que apresentaram maiores problemas em seu estado de conservação e estabilidade estrutural. E através dos levantamentos de algumas das pontes presentes no Recife, pode-se ter um panorama da manifestação patológica mais frequente e que mais agride as pontes nesta região, fornecendo subsídios para que as mesmas sejam recuperadas e as que ainda vão ser construídas estejam mais protegidas contra a ação destes agentes agressivos.

3.6 Recuperação, prognóstico e manutenção

Foram realizados os estudos das possíveis alternativas que poderiam solucionar os problemas apresentados, onde foram considerados aspectos técnicos e de viabilidade econômica.

Nesta etapa foram apresentadas diretrizes de como deve ser realizado os serviços de reparos, assim como sugestões para que se previna o reaparecimento das manifestações patológicas (Recuperação). Caso os mesmos não sejam corrigidos haverá um agravamento e consequências futuras (Prognóstico). Também foram apresentadas diretrizes de como deve ser realizadas as devidas manutenções com o intuito de aumentar a vida útil da estrutura.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

É comum em nossa cidade observar a deterioração acelerada em estruturas de pontes, evidenciadas em diversas manifestações patológicas perceptíveis, muitas vezes, a olho nu, e que somente são submetidas a recuperações quando apresentam iminência de um possível colapso. Tal situação é ainda mais grave no caso das pontes mais antigas projetadas para suportar carregamentos cujos valores se encontram defasados com relação àqueles transmitidos pelos veículos atuais.

A estabilidade estrutural de uma ponte está diretamente ligada à condição de conservação das mesmas. Como são elementos de difícil acesso (face inferior), torna-se difícil a realização de uma inspeção, dificultando a criação de uma política de manutenção prévia. Com a ausência de procedimentos voltados para a conservação, muitas apresentam problemas que são ignorados ou até mesmo “maquiados”, afetando principalmente no que se refere aos riscos causados aos usuários pelos acidentes estruturais.

Para a presente pesquisa foram estudadas oito pontes presentes no Recife, com o intuito de se analisar o estado de conservação. Foram avaliadas as manifestações patológicas existentes e realizados ensaios, quando possível, para um levantamento geral sobre as reais condições das mesmas, descritas a seguir.

4.1 Pontes Analisadas

4.1.1 Ponte 12 de Setembro (Antiga Ponte Giratória)

Segundo Barbosa, M. (1999) e Barbosa, V. (2009) a ponte Giratória foi construída em ferro e destinou-se ao tráfego rodo-ferroviário. Era formada de três lances: dois fixos e um que girava, o mesmo tinha a sua estrutura central montada sobre uma coluna pivotante, e que servia para liberar a navegação no Rio Capibaribe. Ligava o Bairro do Recife ao Bairro de São José e foi inaugurada em 1923, servindo à cidade do Recife até a década de 1970, quando deu lugar a Ponte 12 de Setembro.

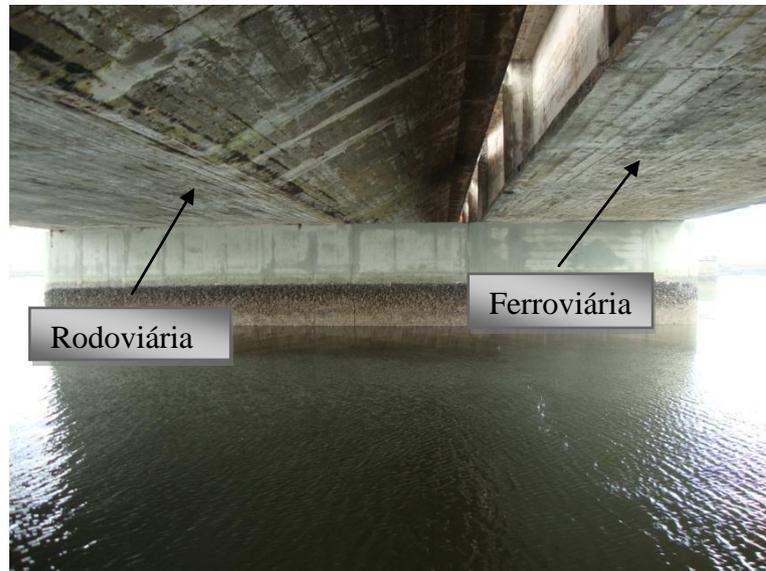
Com a implantação e a ampliação gradativa do sistema de transporte rodoviário no Estado, o tráfego de embarcações foi diminuindo. Assim, teve que ser desmontada a ponte Giratória, e paralela a mesma foi construída outra ponte, mais ampla e de concreto armado, que foi inaugurada, em 1971. A Ponte 12 de Setembro, como mostra a Fotografia 4.1, possui esse nome devido à data que lembra o dia solene da inauguração das reformas do porto, em 1918, quando atracou no cais do armazém 9, o Paquete São Paulo da Companhia Lloyd Brasileiro.



Fotografia 4.1 - Vista da Ponte 12 de Setembro.

Executada pelo DER-PE com início em 1968 no Cais de Santa Rita, através de convênio com a Administração do Porto do Recife, a mesma tem 196,00 m de extensão com dois vãos extremos de 35,75 m e três vãos intermediários de 41,50 m. Sua superestrutura é em caixão celular de concreto protendido, com duas faixas de rolamento de 8,00 m cada, um canteiro central de 1,00 m e dois passeios laterais de pedestres com 3,00 m cada.

Durante a inspeção observou-se duas estruturas independentes, uma ferroviária e outra rodoviária apoiadas em um pilar parede, conforme se observa na Fotografia 4.2. Ainda de acordo com a Fotografia 4.2 pode-se observar que a fundação esta submersa.



Fotografia 4.2 - Estruturas independentes da Ponte 12 de Setembro.

Durante a vistoria foram constatadas diversas manifestações patológicas e falhas construtivas. Foi detectado baixo valor de cobrimento nominal, assim como a presença de corrosão na laje inferior do caixão celular no trecho rodoviário, como pode ser constatado na Fotografia 4.3, e corrosão nas armaduras em estado avançado perto dos drenos, onde os mesmos apresentavam-se obstruídos, pois há a presença de umidade em seu entorno (Fotografia 4.4).



Fotografia 4.3 - Corrosão na laje inferior do caixão celular da Ponte 12 de Setembro.



Fotografia 4.4 - Drenos obstruídos, com umidade e armaduras expostas na Ponte 12 de Setembro.

É importante ressaltar a necessidade de uma drenagem eficiente nas pontes, tendo em vista a gravidade dos problemas gerados pela presença de umidade na estrutura (corrosão das armaduras, infiltração, lixiviação, entre outros). Nesse sentido, os drenos e pingadeiras são importantes ferramentas para prevenir a ação da água na estrutura. A Fotografia 4.5 mostra pontos de eflorescência causados pelo carreamento dos compostos hidratados do cimento, assim como fissuras aleatórias no trecho ferroviário.



Fotografia 4.5 - Pontos de eflorescência e fissuras aleatórias na Ponte 12 de Setembro.

Foram detectadas fissuras/trincas verticais localizadas no pilar parede que apóia as estruturas independentes, a rodoviária e a ferroviária (Fotografia 4.6). Ainda de acordo com a Fotografia 4.6, ficou evidenciada a presença de umidade em vários pontos.

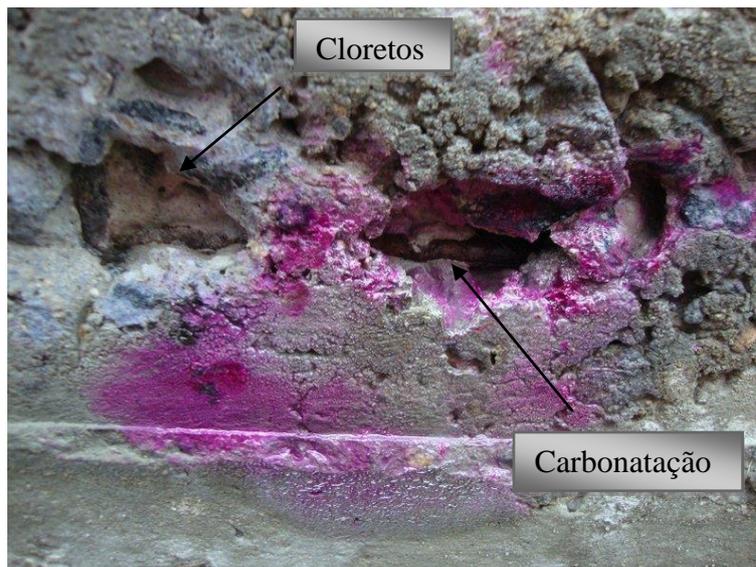


Fotografia 4.6 – Fissura/trinca vertical no pilar parede e presença de umidade na Ponte 12 de Setembro.

Foram realizados ensaios de profundidade de carbonatação e indicador de cloretos, com o intuito de saber a causa da corrosão na estrutura, a Fotografia 4.7 mostra o local de realização dos ensaios que foi realizado no trecho rodoviário. A estrutura apresentou um cobrimento nominal em torno de 0,9 e 1,5 cm, e a profundidade de carbonatação já tinha alcançado as armaduras, indicando quase total contaminação. A estrutura também apresentou quase total contaminação por cloretos, onde pode se constatar a presença de cloretos livres, como mostrado na Fotografia 4.8.



Fotografia 4.7 - Local onde foram realizados os ensaios de carbonatação e cloretos na Ponte 12 de Setembro.



Fotografia 4.8 - Presença de cloretos livres e indicação de carbonatação na Ponte 12 de Setembro.

De acordo com a Fotografia 4.8, em relação à presença de cloretos, o qual esta indicada por um precipitado branco de cloreto de prata, indica que a estrutura esta contaminada por cloretos livres até a sua armadura. O mesmo se deve ao fato da estrutura estar inserida no ambiente marinho, cuja classe de agressividade ambiental é considerada Forte.

Ainda de acordo com a Fotografia 4.8, apesar da ponte estar inserida em meio ambiente marinho, foi detectada a presença da carbonatação até a armadura, indicando que a estrutura apresenta contaminação tanto por cloretos quanto por carbonatação. A mesma não se apresenta contínua, indicando que em certos pontos a carbonatação está mais presente. Esse fato pode ter ocorrido pela falta de homogeneidade dos elementos constituintes do concreto.

Foi realizado na mesma o ensaio de esclerometria para que se pudesse obter um parâmetro de análise da qualidade do concreto. Foram realizados dois ensaios na parte inferior do tabuleiro, como pode ser visto na Fotografia 4.9 e um terceiro no pilar parede.



Fotografia 4.9 - Local de realização do ensaio esclerométrico na Ponte 12 de Setembro.

Os valores obtidos para parâmetro de análise do ensaio esclerométrico podem ser identificados no Anexo B e a Tabela 4.1 apresenta os valores resumo do índice esclerométrico.

Tabela 4.1 - Valores obtidos no ensaio esclerométrico na Ponte 12 de Setembro.

Ponto	IE(M)	Resistência (MPa)	Análise do concreto
1	45,00	43,50	Boa, superfície dura
2	39,00	32,00	Satisfatória
3	48,00	56,00	Boa, superfície dura

Com base nos valores obtidos no ensaio esclerométrico apresentados no Anexo B pode-se supor que a qualidade do concreto é boa, superfície dura e satisfatória. O mesmo deve levar em consideração o fato de ser afetado pela carbonatação podendo apresentar valores não condizentes com a realidade uma vez que a mesma falseia o resultado do ensaio.

Ainda na mesma ponte foi realizado o ensaio de potencial de corrosão. O mesmo foi realizado na laje inferior do caixão celular. Os valores obtidos para parâmetro de análise do potencial de corrosão podem ser identificados na Figura 4.1.

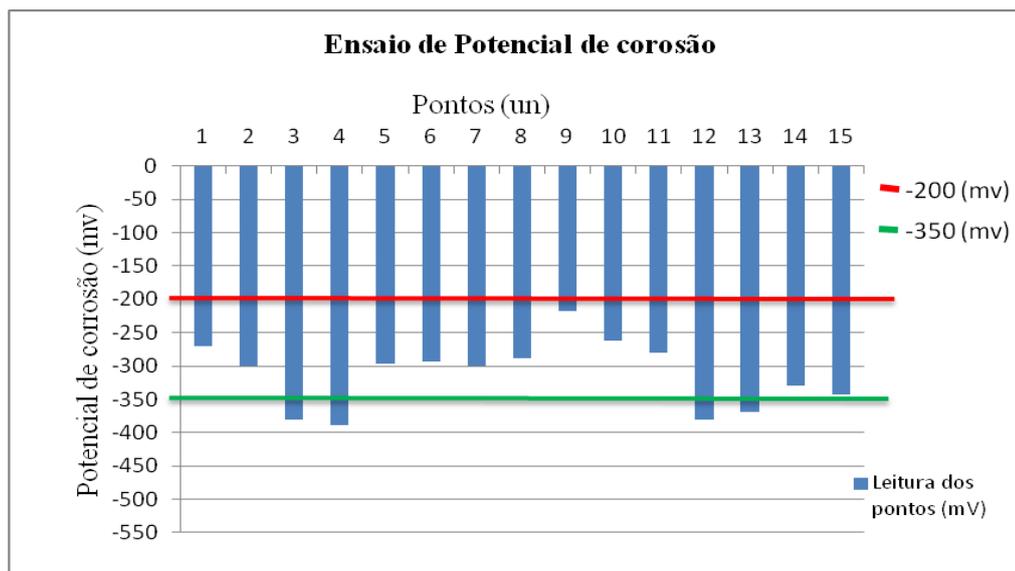


Figura 4.1 - Leitura dos pontos (mV) da Ponte 12 de Setembro.

Ainda de acordo com a Figura 4.1 pode-se notar que uma grande incidência das leituras dos valores obtidos no potencial de corrosão está entre -200 mV e -350 mV, esse resultado demonstra uma incerteza no estado de corrosão, pois a armadura apresenta 50% de probabilidade de estar em processo de corrosão.

4.1.2 Ponte Maurício de Nassau

Para alguns autores como Barbosa, M. (1999), Lacerda (2004) e Machado (2007), a ponte foi erguida em madeira sobre o Rio Capibaribe o qual era considerada a primeira de grande porte do Brasil. Teve sua construção iniciada por Balthazar da Fonseca, sob ordem de Maurício de Nassau e foi inaugurada em 1644. Nas suas cabeceiras haviam dois arcos: o arco da Conceição, do lado do Bairro do Recife, e o arco de Santo Antônio do lado do Bairro do Recife Antigo.

Por volta de 1742, a ponte sofreu algumas reformas onde foram construídas lojinhas nos dois locais de sua estrutura. Estando a ponte em ruínas, foi reconstruída e inaugurada em 1817. A mesma em 1865 foi substituída por ferro, o qual foi executada em três anos, onde foi novamente inaugurada e recebeu o nome de Ponte 7 de Setembro.

Em 1917, a ponte foi substituída por uma em concreto armado, onde foram retirados os arcos e recebeu o nome de Maurício de Nassau (Fotografia 4.10). A superestrutura ficou composta

por quatro vigas contínuas, com comprimento total de aproximadamente 180,00 m, a plataforma tem faixa de rolamento de 11,00 m e dois passeios laterais de 2,50 m cada. É dividida em sete vãos em arco de parábola, sendo os dois extremos de 13,80 m e os cinco intermediários de 30,40 m. Está apoiada sobre a fundação da antiga ponte, o qual foi reforçada por estacas de concreto armado.



Fotografia 4.10 - Vista da Ponte Maurício de Nassau.

Durante a vistoria da ponte, que vem de uma reabilitação recente, foram encontradas algumas não conformidades apesar das melhorias, como pode ser observado a seguir. Foram detectados varões sem função estrutural (abandonados) fixado na estrutura (Fotografia 4.11), os mesmos podem ser uma abertura para a entrada de agentes agressivos, pois não estão vedados.



Fotografia 4.11 - Varões para pendurar andaimes na Ponte Maurício de Nassau.

Foram constatados tirantes como mostra a Fotografia 4.12, utilizados pelas empresas de abastecimento, o qual não tem nenhuma preocupação na manutenção que são simplesmente abandonados ao tempo, e que posteriormente também serão possíveis pontos de ingresso de agentes deletérios ao concreto e armadura. Ainda de acordo com a Fotografia 4.12 foi constatada nas longarinas e na laje a presença de infiltrações, com posterior eflorescência, o que denota que há possíveis irregularidades no capeamento ou deficiência no sistema de drenagem da ponte que permitem a penetração da água.



Fotografia 4.12 - Tubulações fixadas na estrutura e pontos de infiltrações na Ponte Maurício de Nassau.

Ainda foram detectadas fissuras no sentido longitudinal da longarina como mostra a Fotografia 4.13, na mesma também foi constatada a presença de umidade.



Fotografia 4.13 – Fissuras longitudinais e infiltração na longarina da Ponte Maurício de Nassau.

Foram realizados ensaios de profundidade de carbonatação e indicador de cloretos. Na Fotografia 4.14 pode ser visto o local onde foram realizados os ensaios, com o intuito de saber a causa da corrosão na estrutura. A estrutura foi recuperada, mas durante a realização da inspeção foi notado pontos de corrosão e exposição das armaduras (Fotografia 4.14), o qual provavelmente apenas foi colocado uma camada de argamassa por cima da mesma sem os devidos cuidados e procedimentos de reparo tradicional.



Fotografia 4.14 - Local de realização dos ensaios e corrosão e exposição das armaduras na Ponte Maurício de Nassau.

O revestimento nominal da estrutura encontrado foi em torno de 4,0 cm. A mesma apresentou contaminação por cloretos, onde pode se constatar a presença de cloretos livres até a armadura, como mostrado na Fotografia 4.15, o qual está indicado por um precipitado branco de cloreto de prata. O revestimento constatado no local, era o adequado para a obra, supõe-se, entretanto que o possível motivo para o desencadeamento da corrosão nas armaduras tenha sido falha durante a execução da reabilitação, o qual ocorreu no procedimento empregado e/ou na especificação dos materiais de reparo.



Fotografia 4.15 - Presença de cloretos livres na Ponte Maurício de Nassau.

Na Fotografia 4.16 no ensaio de profundidade de carbonatação, a estrutura não apresentou nenhum sinal desta contaminação. Indicando que embora a estrutura tenha sido recuperada recentemente, ainda há indícios apenas da contaminação por íons cloretos.



Fotografia 4.16 - Ensaio de carbonatação na Ponte Maurício de Nassau.

Foi realizado na mesma o ensaio de esclerometria para que se pudesse obter um parâmetro de análise da qualidade do concreto. Foram realizados dois ensaios esclerométricos nas longarinas e um terceiro no pilar parede como mostra a Fotografia 4.17.



Fotografia 4.17 - Local de realização do ensaio esclerométrico na Ponte Maurício de Nassau.

Os valores obtidos para parâmetro de análise do ensaio esclerométrico podem ser identificados no Anexo B e a Tabela 4.2 apresenta os valores resumo do índice esclerométrico.

Tabela 4.2 - Valores obtidos no ensaio esclerométrico na Ponte Maurício de Nassau.

Ponto	IE(M)	Resistência (MPa)	Análise do concreto
1	53,00	67,00	Boa, superfície dura
2	51,00	62,00	Boa, superfície dura
3	41,00	42,50	Boa, superfície dura

Com base nos valores obtidos no ensaio esclerométrico apresentados no Anexo B pode-se supor que a qualidade do concreto é boa, superfície é dura. O mesmo deve levar em consideração o fato da estrutura apresentar uma recuperação de toda a sua parte de cobrimento. Ficou perceptível que a mesma apenas encobriu os problemas.

Ainda na mesma ponte foi realizado o ensaio de potencial de corrosão. O mesmo foi realizado na longarina. Os valores obtidos para parâmetro de análise do potencial de corrosão podem ser identificados na Figura 4.2.

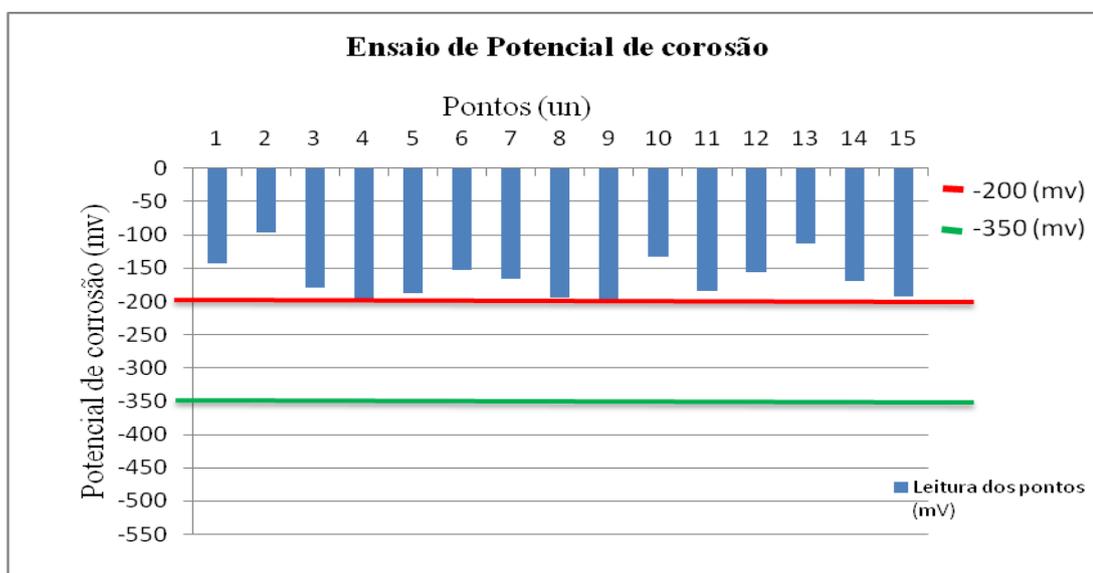


Figura 4.2 - Leitura dos pontos (mV) na Ponte Maurício de Nassau.

Embora a ponte apresentasse vários pontos de corrosão perto dos apoios, pode-se detectar que uma grande incidência das leituras dos valores obtidos no potencial de corrosão, menos eletronegativo que -200 mV, esse resultado demonstra que a armadura apresenta apenas 10% de probabilidade de estar em processo de corrosão. Para análise dos resultados deve-se levar em consideração a recente recuperação uma vez que o mesmo pode falsear o resultado do ensaio devido a espessura do revestimento e sua qualidade, pois sofre influência da resistividade do concreto, o que pode levar a leituras de potenciais mais positivas.

4.1.3 Ponte Santa Isabel ou Princesa Isabel

Para Gaspar (2007) o nome oficial da ponte é controverso. Existem documentos que citam o nome Ponte Santa Isabel, porém muitas pessoas a denominam Ponte Princesa Isabel e este nome aparece em plantas e documentos da prefeitura. O mesmo se dá possivelmente pelo fato da ponte ligar a Rua Princesa Isabel aos fundos do Teatro de Santa Isabel. Apesar de não possuir placa, o nome Santa Isabel é ratificado por historiadores importantes, além de constar em fontes históricas antigas. Uns poucos pesquisadores afirmam, ainda, que o seu verdadeiro nome seria Ponte Pedro II.

Segundo Barbosa, M. (1999) e Vasconcelos (2012) a ponte fica sobre o Rio Capibaribe, sendo a última antes de sua junção com o Rio Beberibe. É considerada a primeira ponte de ferro do Recife, o qual foi idealizado pelo Engenheiro francês Louis Léger Vauthier e construída pelo Engenheiro inglês William Martineau, sendo inaugurada em 1863. Em 1913 a ponte foi reconstruída em concreto, no entanto, ela precisou ser reestruturada diversas vezes, principalmente na época das enchentes de 1965 e 1966.

Trata-se de uma obra em concreto armado, com tabuleiro em grelha com nove vigas contínuas. Sua extensão é de 139,55 m, dividida em dois vãos extremos de 24,85 m e três vãos intermediários de 29,95 m. A faixa de rolamento mede 14,90 m de largura e os dois passeios laterais medem 3,00 m de largura cada. Esses vãos são em arcos bi-engastados (Fotografia 4.18), onde as mesmas são apoiadas em pilar parede, em cima de aparelhos de apoio. A fundação se encontra totalmente submersa, como mostra a Fotografia 4.19.



Fotografia 4.18 - Vista da Ponte Santa Isabel ou Princesa Isabel.



Fotografia 4.19 - Vista de um dos apoios das vigas da Ponte Santa Isabel.

A estrutura não apresenta um sistema de drenagem, o que promove infiltrações generalizadas. Esta infiltração é proveniente das águas pluviais que ficam acumuladas devido à ausência de drenagem ou de pingadeiras. Esse problema de infiltração pode ter gerado diversas manifestações patológicas, tais como a presença de umidade, bolor, fissuras e exposição e corrosão das armaduras (Fotografia 4.20 e Fotografia 4.21). A corrosão das armaduras é um grande problema que afeta a maioria das construções em concreto armado, seja por contaminação durante a execução ou ao longo do tempo, pela deterioração do concreto, que permite a penetração dos agentes causadores da corrosão.

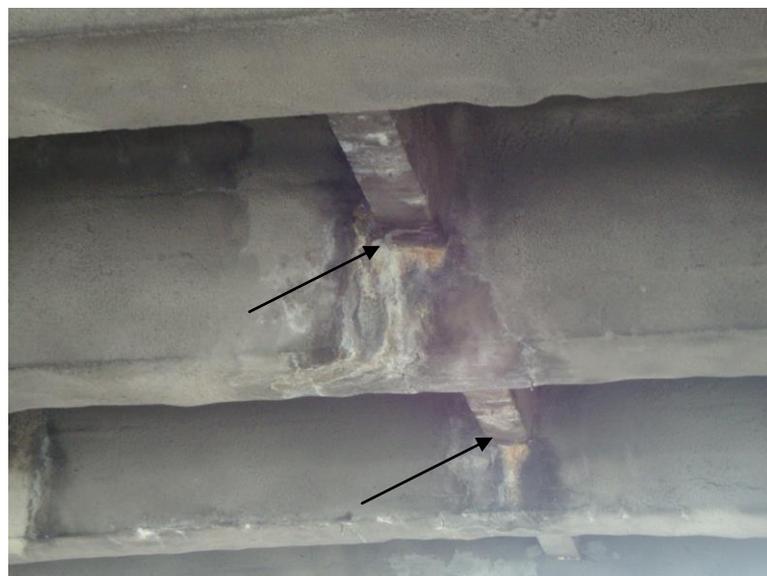


Fotografia 4.20 - Pontos de corrosão nas armaduras da Ponte Santa Isabel.



Fotografia 4.21 - Pontos de corrosão nas armaduras e fissuras na Ponte Santa Isabel.

A infiltração também causou vários pontos de eflorescência, o qual foi provocado devido à penetração da água pela laje carregando os compostos hidratados do cimento como mostra Fotografia 4.22.



Fotografia 4.22 - Pontos de eflorescência na Ponte Santa Isabel.

Além da ausência de manutenção preventiva, outro fator que contribui para a redução da vida útil da ponte em estudo é a ação desordenada das empresas de abastecimento de água, gás, esgoto e de redes elétricas e de telefones. Na Fotografia 4.23 percebe-se o descaso dessas empresas que utilizam chumbadores ou braçadeiras para colocação de tubulações sem

nenhuma supervisão técnica ou preocupação com o estado de conservação da ponte. É importante ressaltar que a fixação inadequada de uma tubulação dessas pode acelerar ou até mesmo agravar os processos de deterioração do concreto da ponte, uma vez que a fixação das tubulações pode acarretar em pontos de acesso de agentes agressivos ao concreto.



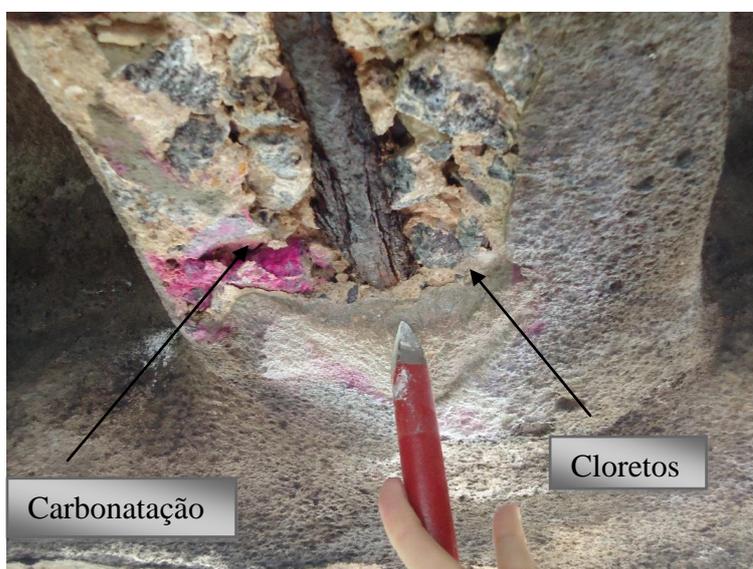
Fotografia 4.23 - Fixação das tubulações na Ponte Santa Isabel.

Durante a vistoria, também foram realizados ensaios de profundidade de carbonatação e indicador de cloretos, com o intuito de saber a causa da corrosão nas armaduras. A estrutura apresentou um cobrimento nominal em torno de 4,0 cm, sabe-se que a mesma passou por uma recuperação. A Fotografia 4.24 mostra o local onde foram realizados os ensaios.



Fotografia 4.24 - Local onde foram realizados os ensaios de carbonatação e cloretos na Ponte Santa Isabel.

Em relação à presença de cloretos, o qual esta indicada por um precipitado branco de cloreto de prata, indica que a estrutura esta contaminada por cloretos livres até a sua armadura (Fotografia 4.25). O mesmo se deve ao fato da estrutura estar inseria no ambiente marinho, cuja classe de agressividade ambiental é considerada Forte, e como já foi citado anteriormente, o cobrimento constatado no local, era o adequado para a obra. Supõe-se, entretanto que a possível origem para o desencadeamento da corrosão nas armaduras tenha sido falha de execução, material empregado e falta de manutenção. Para uma melhor compreensão da origem inicial do desencadeamento da corrosão das armaduras, deveria ser realizada uma inspeção mais detalhada, incluindo na mesma, extração de corpos-de-prova, entre outros ensaios mais precisos.



Fotografia 4.25 - Presença de cloretos livres e indicação de carbonatação na Ponte Santa Isabel.

Ainda de acordo com a Fotografia 4.25, apesar da ponte estar inserida em meio ambiente marinho, foi constatada a presença da carbonatação, indicando que a estrutura apresenta contaminação tanto por cloretos quanto por carbonatação. Neste caso a contaminação por carbonatação também chegou até as armaduras. A mesma não se apresenta contínua, indicando que em certos pontos a carbonatação esta mais presente. Esse fato pode ter ocorrido pela falta de homogeneidade dos elementos constituintes do concreto.

Foi realizado na mesma o ensaio de esclerometria para que se pudesse obter um parâmetro de análise da qualidade do concreto. Foram realizados três ensaios esclerométricos nas longarinas, como pode ser visto na Fotografia 4.26.



Fotografia 4.26 - Local de realização do ensaio de esclerometria da Ponte Santa Isabel.

Os valores obtidos para parâmetro de análise do ensaio esclerométrico podem ser identificados no Anexo B e a Tabela 4.3 apresenta os valores resumo do índice esclerométrico.

Tabela 4.3 - Valores obtidos no ensaio esclerométrico da Ponte Santa Isabel.

Ponto	IE(M)	Resistência (MPa)	Análise do concreto
1	-	-	-
2	29	23,50	Ruim
3	37	35,50	Satisfatória

Com base nos valores obtidos no ensaio esclerométrico apresentados no Anexo B pode-se supor que a qualidade do concreto é em alguns trechos satisfatória e em outros de qualidade ruim. O mesmo deve levar em consideração o fato de ser afetado pela carbonatação podendo apresentar valores não condizentes com a realidade uma vez que a mesma afeta no resultado do ensaio, aumentando a dureza superficial do concreto devido à precipitação do carbonato de cálcio (CaCO_3) preenchendo os poros.

O ensaio de potencial de corrosão também foi realizado na longarina. Os valores obtidos para parâmetro de análise do potencial de corrosão podem ser identificados na Figura 4.3.

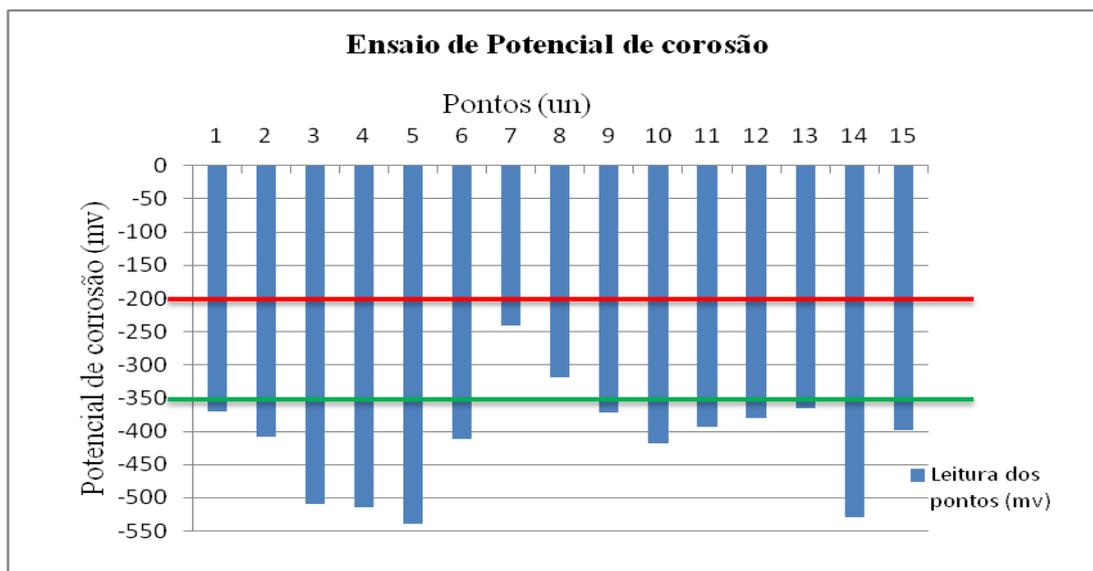


Figura 4.3 - Leitura dos pontos (mV) da Ponte Santa Isabel.

Ainda de acordo com a Figura 4.3 pode-se detectar que uma grande incidência das leituras dos valores obtidos no potencial de corrosão está mais eletronegativo que -350 mV, esse resultado demonstra que a armadura apresenta 95% de probabilidade de estar em processo de corrosão.

4.1.4 Ponte Engenheiro Antônio de Góes (Ponte Governador Agamenon Magalhães)

A Ponte Engenheiro Antônio de Góes conhecida também como Ponte Governador Agamenon Magalhães (Fotografia 4.27), foi iniciada em 1949 e inaugurada em 1953, constituiu-se, à época, em uma das mais importantes obras de engenharia em Pernambuco. Essa obra resolveu um dos principais problemas de tráfego da capital Pernambucana, tornando possível o deslocamento de grande parte da população para zonas ainda pouco habitadas no Bairro de Boa Viagem.

O projeto escolhido para a execução da Ponte Engenheiro Antônio de Góes, foi o do Engenheiro Glebe Saharov, apresentando as seguintes características técnicas:

- Comprimento total: 424,00 m;
- Largura total: 19,20 m;
- Plataforma: duas pistas de rolamento, com 7,00 m de largura cada uma; dois passeios laterais e um central com 1,50 m de largura cada um;

- Tabuleiro: em concreto armado, apoiado por meio de vigas e transversinas a quatro filas de arcos bi-engastados, formando ao todo nove vãos simétricos em relação ao meio da ponte, cada arco está engastado em caixões de concreto armado, com 3,00 m de comprimento por 2,00 m de largura, exceto os caixões de apoio dos arcos do vão central que medem 4,00 m x 4,00 m. A fundação dos pilares é do tipo profunda, os quais se encontram submersos.



Fotografia 4.27 - Vista da Ponte Engenheiro Antônio de Góes (Ponte Governador Agamenon Magalhães).

Foi realizada uma recuperação completa da ponte, conforme podemos constatar na Fotografia 4.28. Foi feito um levantamento e constatado problemas de corrosão das armaduras na parte dos apoios das estruturas, os mesmos ficam localizados nos pontos, em que a maré varia de acordo com a tábua das marés. O mesmo faz com que o local seja propício à ação alternada de água e ar, proporcionando assim o início da corrosão das armaduras. Ainda segundo a Fotografia 4.28 podemos detectar que a fundação esta submersa.



Fotografia 4.28 - Ponte recuperada, apoios com corrosão e fundação submersa da Ponte Engenheiro Antônio de Góes.

A estrutura apresenta um sistema de drenagem, mas os mesmos encontram-se obstruídos em alguns trechos, ou pode ter sido mal dimensionado, o que promove infiltrações em algumas partes (principalmente nas transversinas). Esta infiltração é proveniente das águas pluviais que ficam acumuladas. Esse problema de infiltração gera diversas manifestações patológicas, dentre elas pode-se citar a eflorescência, o qual foi provocado devido à penetração da água pela laje e também é constatada a presença de umidade como mostra a Fotografia 4.29.



Fotografia 4.29 - Pontos de umidade e eflorescência da Ponte Engenheiro Antônio de Góes.

No tabuleiro da ponte foi detectado fissuras, pontos de exposição e corrosão das armaduras (Fotografia 4.30). Ainda na mesma Fotografia 4.30, fica evidente a não uniformidade na hora da concretagem, o qual pode ser devido a falhas durante o processo de reabilitação que foi executada na estrutura. As mesmas podem se tornar pontos de ingresso de agentes agressivos uma vez que apresentam pontos de aberturas.



Fotografia 4.30 - Fissuras e corrosão de armaduras na Ponte Engenheiro Antônio de Góes.

Além da ausência de manutenção preventiva, outro fator que contribui para a redução da vida útil da ponte em estudo, é a ação desordenada das empresas de abastecimento de água, gás, esgoto e de redes elétricas e de telefones. Na Fotografia 4.31 percebe-se o descaso dessas empresas no que diz respeito à manutenção e conservação das tubulações sem nenhuma supervisão técnica ou preocupação com o estado de conservação da ponte. Na mesma ficam evidentes vários pontos de infiltrações o qual é proveniente das águas pluviais que ficam acumuladas.



Fotografia 4.31 - Infiltrações presentes na estrutura onde se situam as tubulações da Ponte Engenheiro Antônio de Góes.

Presença de corrosão de armaduras, devido às altas e baixas da maré, nas proximidades dos apoios, agredindo os mesmos, como mostra a Fotografia 4.32. Na mesma estrutura também foram realizados ensaios de profundidade de carbonatação e indicador de cloretos, com o intuito de saber a causa da corrosão nas armaduras. A estrutura apresentou um cobrimento nominal em torno de 2,5 cm, nos apoios. A Fotografia 4.32 mostra o local onde foram realizados os ensaios.



Fotografia 4.32 - Corrosão devido à variação da maré e local de realização dos ensaios na Ponte Engenheiro Antônio de Góes.

Depois de realizado os ensaios, foi detectada a contaminação por cloretos, como mostra a Fotografia 4.33. Em relação à presença de cloretos, o qual esta indicada por um precipitado branco de cloreto de prata, indica que a estrutura esta contaminada por cloretos livres até a sua armadura (Fotografia 4.33). O mesmo se deve ao fato da estrutura estar inseria no ambiente marinho, cuja classe de agressividade ambiental é considerada Forte, e como já foi citado anteriormente, o cobrimento constatado no local, não era o adequado para a obra, tendo ainda se agravado pela constante variação da maré.



Fotografia 4.33 - Contaminação por cloretos na Ponte Engenheiro Antônio de Góes.

Depois de realizado o ensaio de cloretos também foi realizado o ensaio de carbonatação, o mesmo indicou que a estrutura não apresenta tal contaminação, como mostra a Fotografia 4.34. Como mostrado há o indicio da coloração violeta indicando que não há uma redução do pH do concreto.



Fotografia 4.34 - Ensaio de carbonatação na Ponte Engenheiro Antônio de Góes.

Foi realizado na mesma o ensaio de esclerometria para que se pudesse obter um parâmetro de análise da qualidade do concreto. Foram realizados três ensaios esclerométricos nas longarinas, como pode ser visto na Fotografia 4.35.



Fotografia 4.35 - Local de realização dos ensaios de esclerometria na Ponte Engenheiro Antônio de Góes.

Os valores obtidos para parâmetro de análise do ensaio esclerométrico podem ser identificados no Anexo B e a Tabela 4.4 apresenta os valores resumo do índice esclerométrico.

Tabela 4.4 - Valores obtidos no ensaio esclerométrico da Ponte Engenheiro Antônio de Góes.

Ponto	IE(M)	Resistência (MPa)	Análise do concreto
1	39	38,50	Satisfatória
2	44	48,00	Boa, superfície dura
3	37	35,50	Satisfatória

Com base nos valores obtidos no ensaio esclerométrico apresentados no Anexo B pode-se supor que a qualidade do concreto é boa, superfície dura e satisfatória. O mesmo deve levar em consideração o fato de a estrutura apresentar uma recuperação total. Embora apresente cobrimento insuficiente nos apoios.

Ainda na mesma ponte foi realizado o ensaio de potencial de corrosão. O mesmo foi realizado no ponto de variação da maré, nos apoios. Os valores obtidos para parâmetro de análise do potencial de corrosão podem ser identificados na Figura 4.4.

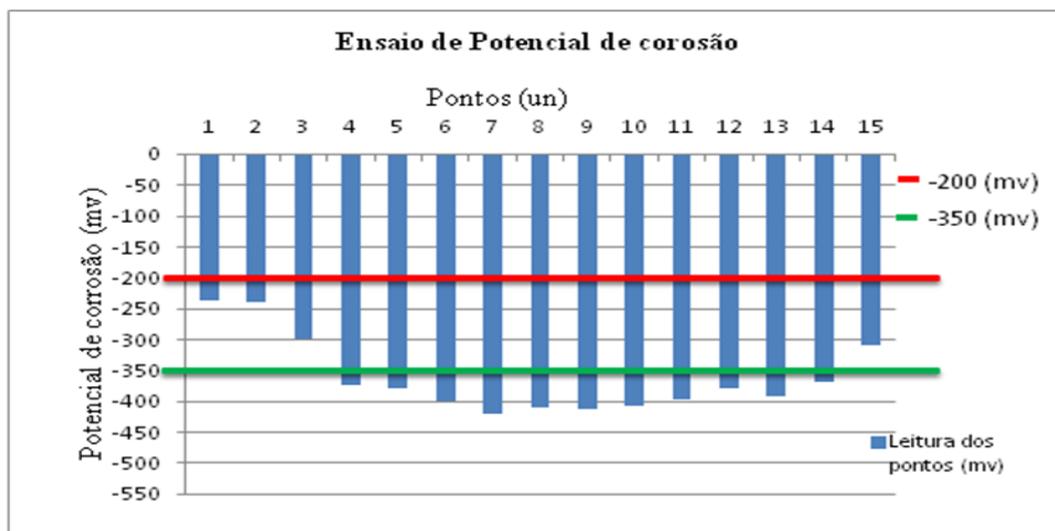


Figura 4.4 – Leitura dos pontos (mV) da Ponte Engenheiro Antônio de Góes.

Ainda de acordo com a Figura 4.4 pode-se detectar que uma grande incidência das leituras dos valores obtidos no potencial de corrosão está mais eletronegativo que -350 mV, esse resultado demonstra que a armadura apresenta 95% de probabilidade de estar em processo de corrosão. Os apoios da estrutura onde ocorre a variação da maré apresentam uma probabilidade grande de estar em processo de corrosão em mais de um ponto.

4.1.5 Ponte de Afogados

No começo da colonização de Pernambuco, as terras que compreendem o Bairro de Afogados, foi doada a Jerônimo de Albuquerque, pelo donatário Duarte Coelho. A razão desse nome, segundo o escritor Diogo Lopes de Santiago, do Século XVII vem do fato de muitos indivíduos, principalmente os escravos negros, se afogarem ao tentar passar pelo rio Cedros - um braço do rio Capibaribe que, partindo do lado da Madalena, saía pela Ilha do Retiro, beirava o subúrbio da localidade e alcançava o coração do Recife. Durante a maré cheia, esse rio se tornava muito arrebatado e furioso. Daí, muitos indivíduos que desconheciam o perigo, ou que não tinham paciência para aguardar a maré baixar, terminavam morrendo afogados durante a travessia.

A Ponte de Afogados (Fotografia 4.36) apresenta grande intensidade de tráfego e interliga duas áreas, o Bairro de Afogado e o Bairro do Recife. A ponte é em concreto armado, onde possui quatro vãos sendo que desses quatro dois são nos extremos e dois no meio. A fundação da ponte se encontrava submersa.



Fotografia 4.36 - Vista da Ponte de Afogados.

A estrutura apresenta um sistema de drenagem, os mesmos no dia da vistoria não apresentavam indício de obstrução, mas em seu entorno foi detectado vários pontos de infiltração. Esse problema de infiltração pode ter gerado diversas manifestações patológicas como se pode constatar a presença de eflorescência como mostra a Fotografia 4.37, exposição e corrosão das armaduras e deterioração do concreto (Fotografia 4.38). A corrosão das armaduras é um grande problema que afeta a maioria das construções em concreto armado, seja por contaminação interna durante a execução ou ao longo do tempo, pela deterioração do concreto, que permite a penetração dos agentes causadores da corrosão.



Fotografia 4.37 - Sistema de drenagem com indício de umidade e eflorescência na Ponte de Afogados.



Fotografia 4.38 - Pontos de corrosão da armadura e deterioração do concreto da Ponte de Afogados.

Também foram constatados vários pontos de corrosão no pilar parede (Fotografia 4.39), onde as mesmas já se encontravam com armaduras expostas e perdas de seções visíveis. Também foram constatadas fissuras no sentido longitudinal do pilar parede como mostra a Fotografia 4.40.



Fotografia 4.39 - Pontos de corrosão no pilar parede da Ponte de Afogados.



Fotografia 4.40 - Pontos de corrosão e fissuras no pilar parede da Ponte de Afogados.

Na estrutura também foi detectada o descaso das empresas de abastecimento de água, gás, esgoto e de redes elétricas e de telefones. Como mostra a Fotografia 4.41, as empresas utilizaram chumbadores ou braçadeiras para colocação de tubulações com supervisão técnica, mas as mesmas não sofreram nenhum tipo de manutenção e a tubulação apresentava ponto de vazamento.



Fotografia 4.41 - Fixação das tubulações e ponto de estouramento na Ponte de Afogados.

Durante a vistoria, também foram realizados ensaios de profundidade de carbonatação e indicador de cloretos, com o intuito de saber a causa da corrosão nas armaduras. A estrutura apresentou um cobrimento nominal em torno de 3,0 cm. Depois de realizado os ensaios, ficou

constatado que a estrutura apresenta contaminação por carbonatação, como mostrado na Fotografia 4.42, onde não houve o indicio da cor violeta, indicando redução do pH do concreto. Neste caso a contaminação por carbonatação chegou até as armaduras. O mesmo se deve ao fato da estrutura estar em presença de grandes quantidades de anidrido carbônico (CO_2), pois a mesma está localizada dentro de uma área urbana.



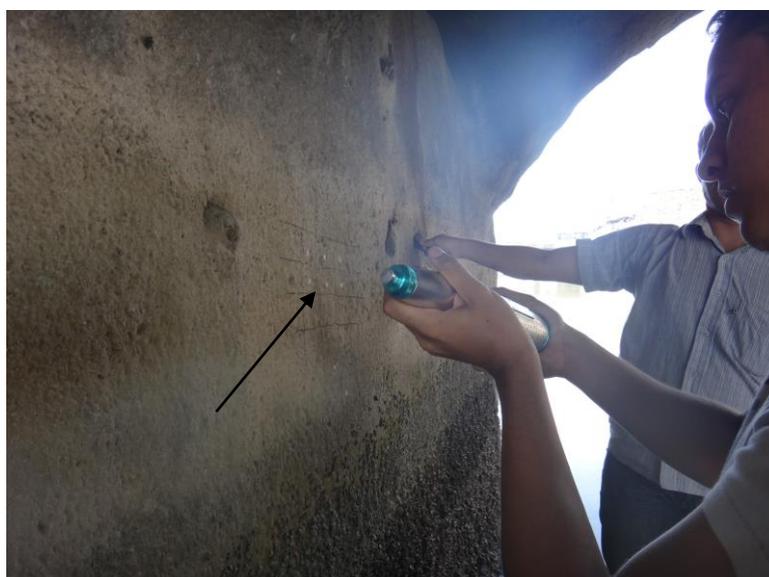
Fotografia 4.42 - Ensaio de carbonatação na Ponte de Afogados.

Em relação à presença de cloretos, o qual esta indicada por um precipitado escuro de óxido de prata, indica que a estrutura contém cloretos que se encontram na forma combinada, indicando que a estrutura não esta contaminada por cloretos livres até a sua armadura (Fotografia 4.43). No entanto não se pode descartar tal contaminação como um todo na estrutura, pois a mesma esta inserida na classe de agressividade ambiental considerada Forte, e como já foi citado anteriormente, o cobrimento constatado no local, não era o adequado para a obra segundo as normas atuais. Para uma melhor compreensão do motivo inicial do desencadeamento da corrosão das armaduras, deveria ser realizada uma inspeção mais detalhada, incluindo na mesma, extração de corpos-de-prova, entre outros ensaios mais precisos.



Fotografia 4.43 - Ensaio de indicador de cloretos na Ponte de Afogados.

Foi realizado na mesma o ensaio de esclerometria para que se pudesse obter um parâmetro de análise da qualidade do concreto. Foram realizados três ensaios esclerométricos no pilar parede, como pode ser visto na Fotografia 4.44.



Fotografia 4.44 - Local de realização do ensaio de esclerometria na Ponte de Afogados.

Os valores obtidos para parâmetro de análise do ensaio esclerométrico podem ser identificados no Anexo B e a Tabela 4.5 apresenta os valores resumo do índice esclerométrico.

Tabela 4.5 - Valores obtidos no ensaio esclerométrico na Ponte de Afogados.

Ponto	IE(M)	Resistência (MPa)	Análise do concreto
1	33	28,50	Satisfatória
2	37	35,50	Satisfatória
3	37	35,50	Satisfatória

Com base nos valores obtidos no ensaio esclerométrico apresentados no Anexo B pode-se supor que a qualidade do concreto é satisfatória. O mesmo deve levar em consideração o fato da área estar carbonatada podendo apresentar valores que não são condizentes com a realidade uma vez que a mesma afeta no resultado do ensaio, aumentando a dureza superficial do concreto.

Ainda na mesma ponte foi realizado o ensaio de potencial de corrosão. O mesmo foi realizado na longarina. Os valores obtidos para parâmetro de análise do potencial de corrosão podem ser identificados na Figura 4.5.

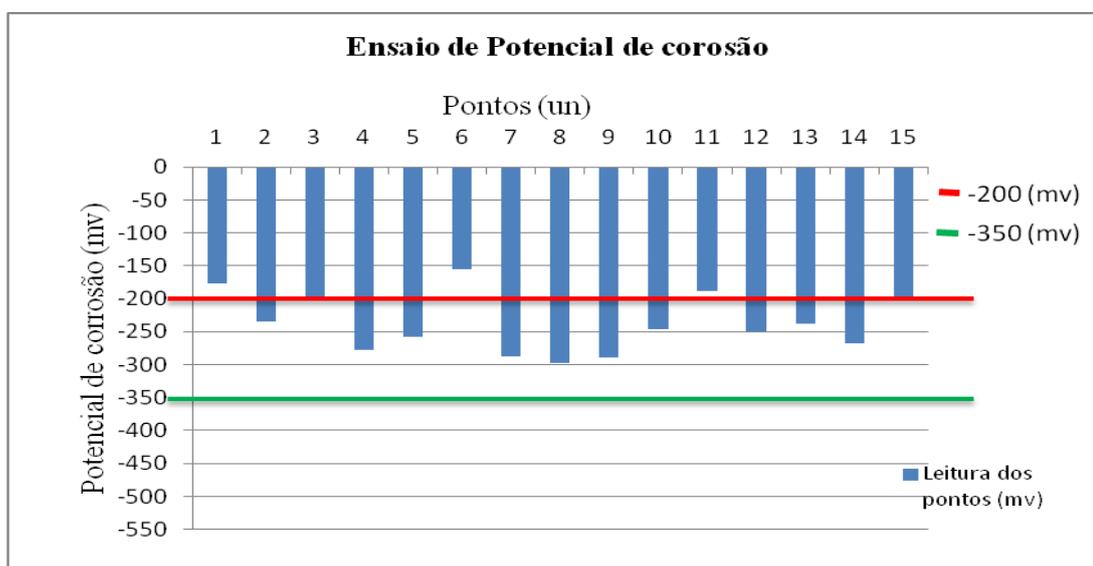


Figura 4.5 - Leitura dos pontos (mV) da Ponte de Afogados.

Ainda de acordo com a Figura 4.5 pode-se detectar que uma grande incidência das leituras dos valores obtidos no potencial de corrosão está entre -200 mV e -350 mV, esse resultado demonstra uma incerteza no estado de corrosão, pois a armadura apresenta 50% de probabilidade de estar em processo de corrosão.

4.1.6 Ponte Buarque de Macedo

De acordo com Barbosa, M. (1999) e Machado (2007), a Ponte Buarque de Macedo é conhecida como a ponte mais extensa da cidade, sobre a junção dos rios Capibaribe e Beberibe o qual liga os Bairros do Recife e Santo Antônio. Inicialmente foi construída em madeira no ano de 1845, onde recebeu o nome de “provisória”.

O seu nome é uma homenagem ao político e Engenheiro Manuel Buarque de Macedo que ordenou sua substituição no ano de 1880, com superestrutura em ferro. Teve início em 1882, sob a administração do Engenheiro Antônio Vicente Feitosa e concluída pelo Engenheiro Alfredo Lisboa em 1890.

Sua estrutura atual começou a ser erguida em 1922, no governo de José Rufino Bezerra Cavalcanti e reinaugurada em 1923, na administração do governo sucessor Sergio Loreto. É uma obra em concreto armado com 283,30 m de extensão, sendo dois vãos com 20,65 m e dez vãos com 24,20 m, com quatro vigas principais. A plataforma tem faixa de rolamento com 11,30 m de largura e dois passeios de pedestres com 1,50 m cada e a fundação esta submersa (Fotografia 4.45).



Fotografia 4.45 - Vista da Ponte Buarque de Macedo.

Durante a vistoria, foi detectada uma recuperação anteriormente realizada, mas foram encontrados alguns problemas, como infiltração nas longarinas, no tabuleiro e no passeio

conforme mostra a Fotografia 4.46 e Fotografia 4.47. Nas infiltrações observou-se em algumas áreas problemas de eflorescência. Na longarina nota-se uma divisão de regiões, que é a junção do trecho que sofreu reforço. Ainda de acordo com a Fotografia 7.47 fica evidente o funcionamento do sistema de drenagem.



Fotografia 4.46 - Pontos de umidade e pontos de eflorescência na Ponte Buarque de Macedo.



Fotografia 4.47 - Infiltrações no tabuleiro e drenos desobstruídos na Ponte Buarque de Macedo.

Nas longarinas, tabuleiro e passeio podem ser vistas algumas manchas de infiltração, o que denota a deficiência na drenagem da água, mesmo apresentando os drenos desobstruídos. Em algumas longarinas a infiltração desencadeou processo de lixiviação, o que provavelmente contribui para a corrosão da armadura já que o concreto ficou mais poroso e o pH provavelmente diminuiu.

Foram detectados varões sem função estrutural (abandonados) fixado na estrutura (Fotografia 4.48), os mesmos podem ser uma abertura para a entrada de agentes agressivos, pois não estão vedados. Ainda na mesma Fotografia 4.48, fica evidente a existência de fissuras nas longarinas, assim como marcas das formas da hora da concretagem.



Fotografia 4.48 - Varões para pendurar andaimes, fissuras e marcas de concretagem na Ponte Buarque de Macedo.

Nesta ponte não foi possível à realização dos ensaios visto que a mesma apresentava difícil acesso a sua parte estrutural.

4.1.7 Ponte Duarte Coelho (Ponte da Maxambomba)

Para Menezes (2013) a cidade do Recife em 1950 estava muito longe da sua aparência de agora. A grande transformação da cidade foi a Avenida Guararapes e com o tempo a abertura da Avenida Conde da Boa Vista, o qual foi interligada pela Ponte Duarte Coelho sobre o Rio Capibaribe. Segundo Machado (2007) foi erguida em 1868 pela companhia *Brazilian Company Limited* onde sua estrutura era completamente metálica e servia como suporte ao transporte ferroviário de trens urbanos, nesta época a ponte era conhecida como Ponte da Maxambomba.

Em 1915 a Ponte da Maxambomba foi desativada pelo seu mau estado de conservação devido ao desgaste do tempo. A mesma foi substituída por concreto armado na administração do

Prefeito Morais Filho onde passou a ser chamada de Ponte Duarte Coelho cuja inauguração foi em 1943. Serve atualmente para transporte de veículos e pedestres. Nos meses de fevereiro funciona como um gigantesco palco para as comemorações do carnaval de Rua do Recife e da saída do bloco do Galo da Madrugada (Fotografia 4.49).



Fotografia 4.49 - Vista da Ponte Duarte Coelho (Ponte da Maxambomba).

A Ponte Duarte Coelho é uma das mais importantes para o tráfego de veículos na cidade do Recife. É uma obra em concreto armado, com tabuleiro em grelha com 13 longarinas. A sua extensão total é de 115,60 m, dividida em dois vãos extremos de 31,00 m e um vão intermediário de 53,60 m. A largura do tabuleiro é constituída por uma faixa de rolamento com 16,00 m e dois passeios de pedestres com 4,30 m cada. O apoio das longarinas é característico de pilar parede e sua fundação encontra-se submersa, como mostra a Fotografia 4.50.



Fotografia 4.50 – Vista das longarinas e fundação submersa da Ponte Duarte Coelho.

Entre 2008 e 2009, devido ao alto grau de degradação em que se encontrava, a Ponte Duarte Coelho passou por uma recuperação total e por um reforço em alguns de seus elementos estruturais. Dentre os procedimentos adotados para a recuperação desta ponte, podemos citar: recomposição de todo o concreto deteriorado; desobstrução dos drenos; troca do aparelho de apoio de rodilhas de aço para neoprenes fretados (Fotografia 4.51); conforme foi vistoriado, observou-se ainda que durante esta recuperação houve a necessidade de se fazer um reforço na base das longarinas (Fotografia 4.51).



Fotografia 4.51 - Troca dos aparelhos de apoio e reforço na base das longarinas da Ponte Duarte Coelho.

Também foi constatada total recuperação das lajes e das transversinas, como mostra a Fotografia 4.52. As mesmas não apresentavam variação de dimensão indicando apenas a sua recuperação sem reforço. Embora tenha sido detectado o pleno funcionamento dos sistemas de drenagem, durante a vistoria foi possível ver manchas de umidade, mas as mesmas devem ser bem analisadas, uma vez que a estrutura apresentou colorações diferenciadas no concreto em sua extensão.



Fotografia 4.52 - Recuperação da laje e das transversinas e possível ponto de infiltração na Ponte Duarte Coelho.

Nesta ponte não houve a necessidade da realização de ensaios uma vez que a mesma se encontrou totalmente recuperada.

4.1.8 Ponte Governador Paulo Guerra

Em 1977, a Ponte Paulo Guerra foi construída em concreto (Fotografia 4.53) no lugar de uma antiga e estreita ponte de ferro, que servia para passagem de bondes e levar um grande cano de esgoto a praia do Pina. A mesma fica localizada na Bacia do Pina, que é formada pelos Rios Tejipió, Jordão, Pina e pelo braço morto do Capibaribe o qual liga o Bairro da Praia de Boa Viagem ao Centro do Recife.

Com projeto estrutural elaborado pelo Engenheiro Valdir José de Melo, a construção da ponte foi dividida em duas etapas, infraestrutura e superestrutura. A execução da infraestrutura (estacas e blocos de fundação ou blocos de coroamento dessas estacas) foi realizada pela

empresa Estacas Franki, sob a responsabilidade do Engenheiro Guilherme Miguel Rossi. A superestrutura foi construída pela empresa Queiroz Galvão.



Fotografia 4.53 - Vista da Ponte Governador Paulo Guerra.

A Ponte tem uma extensão total de 453 m, com nove vãos centrais de 47 m e dois vãos, um em cada extremo (encontros) com 15 m, dente Gerber e junta de dilatação. A superestrutura da ponte é formada por duas vigas tipo caixão e demais elementos. A infraestrutura é composta por vinte apoios em forma de tronco de pirâmide, quatro nas extremidades que estão enterrados e dezesseis intermediários. Os dezesseis apoios intermediários estão expostos à variação da maré, cada um deles está apoiado sobre seis estacas do tipo Franki de diâmetro igual a 0,60 m.

Em menos de 30 anos de construída a Ponte Governador Paulo Guerra apresentou diversas manifestações patológicas, algumas em estado bem avançado. Diante da situação, a Empresa de Manutenção e Limpeza Urbana (EMLURB) contratou uma empresa para a elaboração de um Relatório Técnico visando uma melhor maneira de intervenção. O mesmo foi considerado inviável pela EMLURB devido ao elevado custo e ao tipo de interdição, o qual viria a trazer um enorme prejuízo ao tráfego de veículos, pois previa total substituição dos apoios. Diante da situação foi solicitado um novo Relatório Técnico, onde o mesmo foi coordenado pelo professor Paulo Helene.

Segundo Relatório Técnico apresentado por Helene (2002) a data do início da fissuração dos blocos e apoios não foi possível ser obtida, apenas há registros de curiosos e pescadores que passam no local indicando a visualização das mesmas em 1999. Na ponte não foi realizado nenhum tipo de recuperação, reabilitação ou proteção do concreto da ponte. Ainda segundo o relatório, a σ_r do concreto nos blocos foi de 170 kgf/cm² (equivalentes aos atuais fck = 17 MPa), enquanto o concreto da superestrutura foi de 220 kgf/cm² (equivalentes aos atuais fck = 22 MPa).

Foram detectadas várias manifestações patológicas na Ponte Governador Paulo Guerra, tais como: corrosão de armaduras nos apoios (Fotografia 4.54 e Fotografia 4.55); lixiviação do concreto; fissuras expressivas em blocos de fundação com configuração de mapa (Fotografia 4.54 e Fotografia 4.55); deterioração precoce nos blocos de fundação e nos apoios extremos, junto aos encontros e deterioração no tabuleiro; deterioração em juntas de dilatação, buzínates, drenagens e guarda corpo.



Fotografia 4.54 – Corrosão das armaduras e degradação do concreto nos apoios, fissuras expressivas nos blocos de fundação com configuração de mapa na Ponte Governador Paulo Guerra (HELENE, 2002).



Fotografia 4.55 – Corrosão das armaduras com perda de seção, fissuras expressivas nos blocos de fundação na Ponte Governador Paulo Guerra (HELENE, 2002).

Com base nos resultados de vários ensaios (teor de cloretos, carbonatação, esclerometria, extração de corpos-de-prova, estudo petrográfico, entre outros) e observações de campo constatou que o processo de deterioração e envelhecimento da Ponte Governador Paulo Guerra foi de três naturezas: corrosão eletroquímica das armaduras dos apoios, o qual teve como principal causa a presença de íons cloreto; fissuração e destruição do concreto dos blocos por reação expansiva álcali-agregado e outros mecanismos de importância menor frente à gravidade dos anteriores.

Diante do relatório técnico apresentado, os problemas patológicos existentes e diagnosticados na Ponte Governador Paulo Guerra, atingiram uma parte significativa da estrutura e exigia uma intervenção corretiva imediata (recuperação e proteção adicional) para aumentar a vida útil da obra.

A alternativa de reabilitação da ponte manteve o tráfego de veículos em funcionamento. Nos apoios que apresentavam problemas de difícil solução de corrosão das armaduras, foi realizado reparo localizado tradicional com alteamento (macaco hidráulico) da superestrutura para recuperação do fundo e substituição de aparelhos de apoio, o qual se fez necessário acrescentar a estrutura uns consoles. Como os estudos detectaram que nos núcleos dos blocos de fundação, o concreto ainda estava resistente, foi-se necessário apenas a demolição das partes externas mais afetadas. As fissuras foram preenchidas com epóxi. Depois foi realizado

o cintamento com concreto armado ou pretendido com pressão de confinamento de pelo menos a metade das pressões de expansão dos produtos de corrosão. A solução de reabilitação dos blocos de fundação adotada foi a primeira a ser implantada no país (Fotografia 4.56), o qual conforme sabemos, o combate a reação álcali-agregado não está definido na literatura dado a complexidade do fenômeno.



Fotografia 4.56 - Blocos recuperados, apoios trocados e consoles para o alteamento da estrutura da Ponte Governador Paulo Guerra.

Além disso, a ponte recebeu recuperação estrutural nas juntas de dilatação e no guarda-corpo; recebeu pintura; recapeamento asfáltico do tabuleiro e sinalização horizontal da pista. De acordo com o Boletim Diário da Prefeitura do Recife (2013) a Ponte Governador Paulo Guerra foi entregue em 2006, o qual teve duração no seu processo de intervenção de vinte meses.

Depois de decorrido seis anos de sua reabilitação, a ponte apresentou algumas manifestações patológicas. Próximos aos drenos foram encontrados algumas manchas de infiltração, como podem ser percebidas na Fotografia 4.57, comprovando a possível ineficiência dos drenos que podem estar entupidos ou a falha no projeto do sistema de drenagem.



Fotografia 4.57 - Pontos de infiltração próximos aos drenos da Ponte Governador Paulo Guerra.

Apesar dos apoios terem sido totalmente recuperados, devido à grande dificuldade do problema de corrosão de armaduras pela ação de íons cloretos, durante a vistoria ficou evidente que alguns desses apoios apresentavam problemas referentes ao destacamento do concreto, apresentando em alguns casos a exposição das armaduras, como pode ser visto na Fotografia 4.58 e na Fotografia 4.59. Na Fotografia 4.59 também pode ser constatado o surgimento de fissuras superficiais no sentido horizontal dos apoios. Ainda de acordo com a Fotografia 4.58 e a Fotografia 4.59 fica evidente a não existência de fissuras em forma de mapas nos bloco de fundação indicando que até o presente momento nos mesmos não houve o reaparecimento da reação expansiva álcali-agregado.



Fotografia 4.58 - Apoios recuperados com problemas de destacamento do concreto na Ponte Governador Paulo Guerra.



Fotografia 4.59 - Apoios com problemas de destacamento do concreto, exposição de armaduras e fissuras na Ponte Governador Paulo Guerra.

Nesta ponte não foi possível à realização dos ensaios visto que a mesma apresentava difícil acesso a sua parte estrutural.

4.2 Histórico das pontes

A Tabela 4.6 mostra um resumo do histórico das oito pontes estudadas.

Tabela 4.6 - Resumo do histórico das pontes.

Pontes	Madeira	Ferro	Concreto	Observações
Ponte 12 de Setembro (Antiga Ponte Giratória)	-	1923	1971	Nome devido à data que lembra o dia solene da inauguração das reformas do porto, quando atracou no cais do armazém 9, o Paquete (navio grande de carga e passageiro) São Paulo da Companhia Lloyd Brasileiro
Ponte Maurício de Nassau	1644	1865	1917	Primeira de grande porte do Brasil, teve sua construção iniciada por Balthazar da Fonseca, sob ordem de Maurício de Nassau. Nas suas cabeceiras haviam dois arcos.
Ponte Santa Isabel ou Princesa Isabel	-	1863	1913(65/66)	Nome controverso, Ponte Santa Isabel ou Ponte Princesa Isabel, o nome Santa Isabel é ratificado por historiadores. Cituada sobre o Rio Capibaribe, sendo a última antes de sua junção com o Rio Beberibe. Considerada a primeira ponte de ferro do Recife. Reestruturada diversas vezes devido as enchentes.
Ponte Engenheiro Antônio de Góes (Ponte Governador Agamenon Magalhães)	-	-	1953	Uma das mais importantes obras de engenharia em Pernambuco, resolveu um dos principais problemas de tráfego, projeto escolhido para a execução da Ponte Engenheiro Antônio de Góes, foi o do engenheiro Glebe Saharov.
Ponte de Afogados	-	-	-	A razão desse nome, vem do fato de muitos indivíduos, principalmente os escravos negros, se afogarem ao tentar passar pelo Rio, durante a maré cheia, esse rio se tornava muito arrebatado e furioso. Apresenta grande intensidade de tráfego.
Ponte Buarque de Macedo	1845	1890	1923	Ponte mais extensa da cidade, sobre a junção dos rios Capibaribe e Beberibe. Nome é uma homenagem ao político e engenheiro Manuel Buarque de Macedo que ordenou sua substituição no ano de 1880, por ferro.

Ponte Duarte Coelho (Ponte da Maxambomba)	-	1868	1943	Liga a Avenida Guararapes a Avenida Conde da Boa Vista, sobre o Rio Capibaribe. Foi reconstruída em concreto armado na administração do prefeito Moraes Filho onde passou a ser chamada de Ponte Duarte Coelho. Nos meses de fevereiro funciona como um gigantesco palco para as comemorações do carnaval.
Ponte Governador Paulo Guerra	-	-	1977	Foi construída em concreto no lugar de uma antiga e estreita ponte de ferro, que servia para passagem de bondes e levar um grande cano de esgoto a praia do Pina. A mesma fica localizada na Bacia do Pina. A construção da ponte foi dividida em duas etapas, infraestrutura e superestrutura.

Com base nos dados coletados, foi constatado que a maioria das pontes estudadas já apresentaram um outro tipo de estrutura sendo as mesmas substituídas. Também ficou constatado que as mesmas eram construções denominadas de monumentos históricos.

4.3 Inspeção preliminar

A Tabela 4.7 mostra um resumo da inspeção preliminar realizada nas oito pontes estudadas.

Tabela 4.7 - Resumo da inspeção preliminar.

Pontes	Localização e caracterização	Idade	Sistema estrutural	Agressividade do ambiente	Observações
Ponte 12 de Setembro (Antiga Ponte Giratória)	Bairro de Santo Antônio na orla do Recife	41 anos	Superestrutura em caixão celular de concreto protendido e a fundação se encontra submersa.	Ambiente agressivo	Diversas manifestações patológicas e falhas construtivas.
Ponte Maurício de Nassau	Bairro de Santo Antônio na orla do Recife	95 anos	Superestrutura composta por quatro vigas contínuas, dividida em sete vãos em arco de parábola, apoiada sobre a fundação da antiga ponte, reforçada por estacas de concreto armado submersa.	Ambiente agressivo	Diversas manifestações patológicas e falhas depois da recuperação.
Ponte Santa Isabel ou Princesa Isabel	Bairro de Santo Antônio na orla do Recife	(1913(65/66)-2012) 89/46 anos	Concreto armado, com tabuleiro em grelha com nove vigas contínuas, vãos em arcos bi-engastados apoiados em pilar parede, em cima de aparelhos de apoio e posterior fundação que se encontra totalmente submersa.	Ambiente agressivo	Diversas manifestações patológicas em estado bem avançado.
Ponte Engenheiro Antônio de Góes (Ponte Governador Agamenon Magalhães)	Bairro do Pina na semi-orla do Recife	59 anos	Em concreto armado, apoiado por meio de vigas e transversinas, formando ao todo nove vãos, cada arco está engastado em caixões de concreto. A fundação é profunda, enterrada e submersa.	Ambiente agressivo	Diversas manifestações patológicas e falhas depois da recuperação.

Ponte de Afogados	Bairro de Afogados região interna do Recife	Não identificado	A ponte é em concreto armado, onde possui quatro vãos sendo dois nos extremos e dois no meio. A fundação se encontrava submersa.	Ambiente agressivo	Diversas manifestações patológicas e ponto de estouramento na tubulação.
Ponte Buarque de Macedo	Bairro de Santo Antônio na orla do Recife	89 anos	É uma obra em concreto armado com dois vãos extremos e dez vãos intermediários, com quatro vigas principais.	Ambiente agressivo	Recentemente recuperada, apresentou poucas manifestações patológicas.
Ponte Duarte Coelho (Ponte da Maxambomba)	Bairro de Santo Antônio na orla do Recife	69 anos	Em concreto armado, com tabuleiro em grelha com 13 longarinas. Dividida em dois vãos extremos e um vão intermediário. Apoiada em pilar parede e sua fundação esta submersa.	Ambiente agressivo	Recentemente recuperada e reforçada, apresentou possíveis pontos de infiltração.
Ponte Governador Paulo Guerra	Bairro do Pina na semi-orla do Recife	35 anos	A Ponte possui nove vãos centrais e dois vãos extremos, dente Gerber e junta de dilatação. A superestrutura é formada por duas vigas tipo caixão. A infraestrutura é composta por vinte apoios, quatro no solo e dezesseis sobre estacas do tipo Franki.	Ambiente agressivo	Recentemente recuperada, apresentou poucas manifestações patológicas.

Com base nos dados coletados, foi constatado que a maioria das pontes estudadas apresentam mais de 50 anos, o sistema estrutura é em vigas apoiadas em pilares parede, estão localizadas em ambiente agressivo e apresentaram diversas manifestações patológicas.

4.4 Inspeção detalhada

A Tabela 4.8 mostra um resumo da inspeção detalhada realizada nas oito pontes estudadas.

Tabela 4.8 - Resumo da inspeção detalhada.

Pontes	Manifestações patológicas e falhas construtivas	Sistema de drenagem	Cobrimento	Indicadores de cloretos	Carbonatação do concreto	Potencial de corrosão	Índice esclerométrico
Ponte 12 de Setembro (Antiga Ponte Giratória)	Umidade, fissuras, corrosão e exposição de armaduras, eflorescência, bolor, falhas de concretagem, desgaste do concreto.	Obstruído	0,9 e 1,5 cm	Presente	Presente de forma não contínua até a armadura	Incerteza no estado de corrosão (50% de probabilidade)	Qualidade do concreto boa e superfície dura
Ponte Maurício de Nassau	Umidade, fissuras, corrosão e exposição de armaduras, eflorescência, falhas de concretagem.	Obstruído	4,0 cm	Presente	Inexistente	10% de probabilidade de estar em processo de corrosão.	Qualidade do concreto boa e superfície dura
Ponte Santa Isabel ou Princesa Isabel	Umidade, fissuras, corrosão e exposição de armaduras, eflorescência, bolor, falhas de concretagem, desgaste do concreto.	Ausente	4,0 cm	Presente	Presente de forma não contínua até a armadura	95% de probabilidade de estar em processo de corrosão.	Qualidade do concreto satisfatória e ruim em alguns trechos
Ponte Engenheiro Antônio de Góes (Ponte Governador Agamenon Magalhães)	Umidade, fissuras, corrosão e exposição de armaduras, eflorescência, bolor, falhas de concretagem.	Obstruído	2,5 cm	Presente	Inexistente	95% de probabilidade de estar em processo de corrosão.	Qualidade do concreto satisfatória

Ponte de Afogados	Umidade, fissuras, corrosão e exposição de armaduras, eflorescência, bolor, desgaste do concreto.	Em Funcionamento	3,0 cm	Inexistente	Presente até a armadura	Incerteza no estado de corrosão (50% de probabilidade)	Qualidade do concreto satisfatória
Ponte Buarque de Macedo	Umidade, fissuras, eflorescência, falhas de concretagem.	Em Funcionamento	Não foi possível à realização dos ensaios devido ao difícil acesso				
Ponte Duarte Coelho (Ponte da Maxambomba)	Possível umidade.	Em Funcionamento	Não houve a necessidade da realização de ensaios devido a recuperação				
Ponte Governador Paulo Guerra	Umidade, fissuras, corrosão e exposição de armaduras.	Obstruído	Não foi possível à realização dos ensaios devido ao difícil acesso				

Com base nos dados coletados, foi constatado que a maioria das pontes estudadas apresentam ineficiência no sistema de drenagem, contaminação por cloretos e qualidade do concreto satisfatória.

Diante de alguns estudos realizados como, por exemplo, o de Andrade, J. (1997), a grande incidência de manifestações patológicas em estruturas de concreto armado, foi devido à corrosão de armaduras que representa 64% das manifestações encontradas nas edificações de Pernambuco. Para Pereira et al. (2010), a corrosão de armaduras destaca-se como um dos mais importantes e onerosos processos de deterioração.

Como pode ser observado na Figura 4.6, a manifestação patológica mais frequente nas pontes inspecionadas é a infiltração/umidade. Essa manifestação patológica é um dos fatores que possibilita o desenvolvimento de outras patologias na estrutura, com a sua presença ocorre a lixiviação dos materiais componentes do cimento e conseqüentemente o aparecimento de eflorescências. A mesma também torna propícia a penetração de agentes agressivos, provocando a corrosão nas armaduras e o enfraquecimento do concreto.

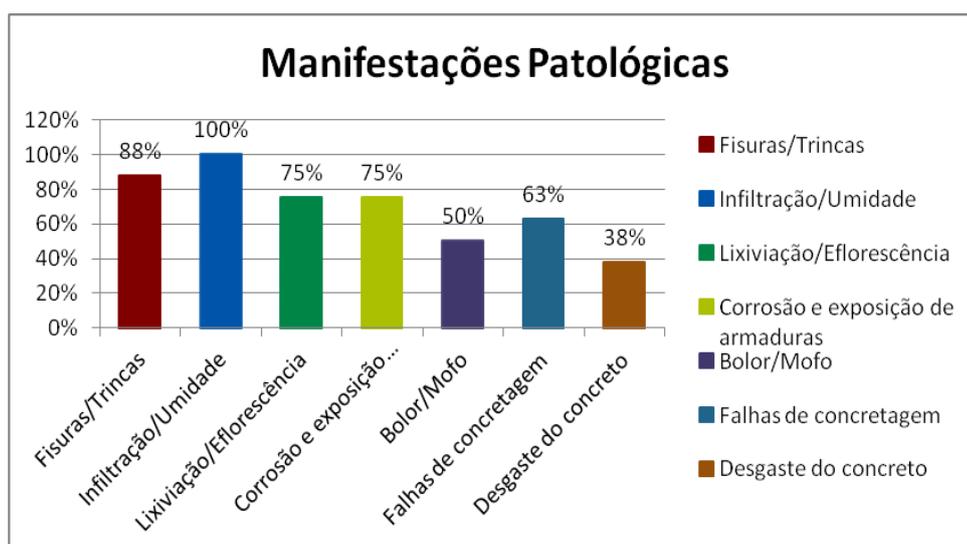


Figura 4.6 - Incidência de manifestações patológicas nas pontes do Recife.

Um fator que contribui para o surgimento dessa patologia mais frequente é o sistema de drenagem. A Figura 4.7 mostra a situação do sistema de drenagem nas pontes inspecionadas. Ainda de acordo com a mesma, apenas 37,50% apresentam-se com sistemas de drenagem em funcionamento.

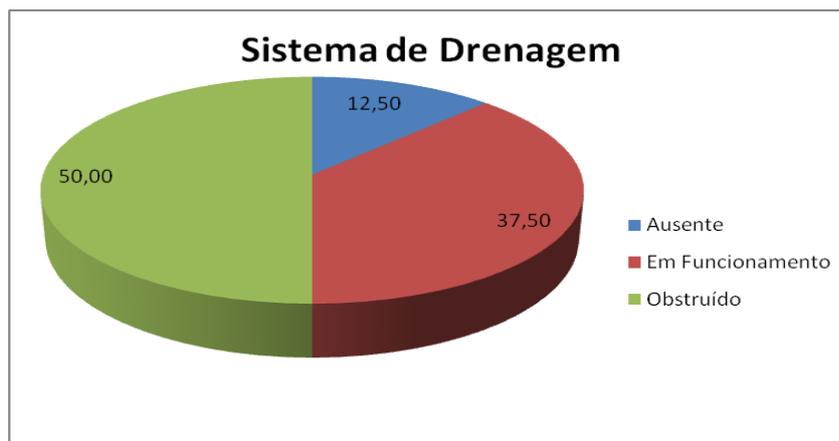


Figura 4.7 - Sistema de drenagem das pontes inspecionadas.

Como mostrado na Figura 4.7, a manifestação patológica mais frequente que é a infiltração/umidade ocorre devido ao sistema de drenagem não apresentar um funcionamento adequado, e as águas pluviais acumulam-se nas estruturas promovendo um ambiente favorável a proliferação de demais agentes patológicos o que pode desencadear inúmeras manifestações patológicas.

Algumas das pontes estudadas apresentaram problemas de carbonatação, e de acordo com o Clima Tempo (2013), o Recife apresenta uma umidade relativa do ar em torno de 80% o mesmo não é propício para que se de início a esse processo.

5 AÇÕES CORRETIVAS, PROGNÓSTICO E MANUTENÇÃO

Diante das manifestações patológicas encontradas e analisadas, faz-se necessário a correção das mesmas evitando assim o seu agravamento. Em alguns casos a não correção pode afetar a funcionalidade dos elementos estruturais, como por exemplo, deformações excessivas, impedindo a sua correta utilização, assim como o desconforto passado aos usuários. E pode vir a ocorrer o possível colapso de alguns elementos como, por exemplo, as vigas longitudinais (longarinas), visto que, em algumas pontes estudadas, a perda de seção do aço na mesma já é bastante considerada.

5.1 Recuperação dos pontos de corrosão de armaduras

As técnicas de reparo de estruturas com corrosão de armaduras são as mais diversas possíveis como, por exemplo, o reparo localizado tradicional, os reparos com inibidores de corrosão, os reparos com zinco ou pastilhas de ação galvânica tipo ânodo de sacrifício, entre outros. Para a presente pesquisa o reparo indicado para o problema referente à corrosão de armaduras é o reparo localizado tradicional devido aos materiais, a técnica amplamente disponível e à vasta experiência das empresas na Região.

O reparo localizado tradicional consiste na recuperação das áreas afetadas (armaduras corroídas e concreto destacado) pela metodologia tradicional de recuperação de estruturas de concreto com corrosão de armaduras. Antes do início da recuperação deve ser levado em consideração a estabilidade do elemento estrutural, verificando a necessidade de instalação de suportes provisórios. Segundo alguns autores como Helene (1992), Monteiro (2012) os procedimentos básicos envolvidos são:

- Limpeza geral da superfície da estrutura – limpeza da superfície com jato de água de elevada pressão para retirada superficial de alguns componentes possibilitando a visualização para os demais procedimentos.
- Demarcação visual das áreas afetadas – identificação preliminar e delimitação das regiões com problemas, utilizando giz e lápis cera. Para esta etapa buscam-se evidências

externas tais como: som cavo utilizando martelo de percussão, manchas, fissuras, cobrimento destacado, material solto, ninhos de concretagem.

- Regularização da geometria e da superfície das áreas a serem reparadas – deve ser utilizado disco de corte até 5 mm de profundidade, delimitando geometricamente o reparo. A demarcação deverá compreender pelo menos 10 cm além das regiões que apresentam sintomas. Os cortes devem delimitar figuras geométricas retangulares.

- Remoção do concreto deteriorado ou contaminado – remover o material deteriorado que se encontra dentro da área delimitada. A escarificação deve retirar todo o material solto ou de baixa resistência, deve-se eliminar também todo o material ao redor das armaduras corroídas, de maneira que se possa trabalhar por trás das mesmas, essa remoção pode ser manual ou mecânica.

- Limpeza das armaduras e das superfícies do concreto – o produto de corrosão deve ser totalmente removido, depois deve ser avaliada a perda de seção da armação. Se a redução da seção transversal superar 10%, é recomendável a colocação de uma nova armadura. A limpeza poderá ser executada manualmente com escovas de aço, mecanicamente com escova de aço circular acoplada a uma furadeira, ou com hidrojateamento de alta pressão, utilizando água potável e limpa.

- Preparação da superfície do concreto original – deve assegurar uma boa aderência com o material de reparo, deve ser áspera e livre de resíduos de pó. A superfície do concreto existente deve ser saturada com água na condição “saturado superfície seca”.

- Reconstituição da peça – as peças devem ser reconstituídas com o uso de grautes e argamassas de reparo, ambos de base cimentícia modificado com polímeros. Realizar a cura adequadamente evitando fissuras no concreto por retração, e possibilitar que ocorra as reações necessárias para a hidratação do cimento.

- Limpeza e regularização da superfície do concreto de toda a estrutura por meio hidrojateamento e lixamento.

- Estucamento das superfícies de concreto com tamponamento dos poros e novo lixamento fino final de acabamento. Consiste na aplicação de pasta formada por cimento Portland comum e cimento Portland branco (a proporção dependerá da coloração do concreto a ser tratado), aditivado com resina acrílica. O estucamento é importante, uma vez que elimina os poros formados durante o processo de cura do concreto, aumentados algumas vezes pelo lixamento manual.

- Proteção superficial – em toda a estrutura deve ser usada uma proteção superficial que pode ser um bloqueador de poros, um formador de película ou um hidrofugante de superfície. Ainda em alguns trechos da estrutura é sugerido o aumento da seção, garantido o cobrimento mínimo para a classe de agressividade que é forte aumentando assim sua proteção.

Este método garante uma estética final da estrutura compatível com a imagem da estrutura tradicional de concreto em bom estado de conservação. A intervenção é pesada, pois apresenta demolições, ruídos e entulhos. Ainda há o risco de reaparecimento de novos pontos de corrosão, devido ao fenômeno da transferência de células de corrosão.

5.2 Sistema de drenagem

O sistema de drenagem superficial deve ser suficientemente adequado para escoar a água de forma rápida para fora da plataforma, não permitindo o acúmulo de água e, conseqüentemente, a infiltração para o interior da estrutura do pavimento, evitando o aparecimento de manchas, bolores e corrosão de armaduras (Figura 5.1). Um adequado sistema de drenagem proporcionará uma redução de gastos com manutenção. Deve ser aumentado o número de buzinetes (pequenos tubos de 10 cm) do tabuleiro e substituir os existentes assim como executar pingadeiras.

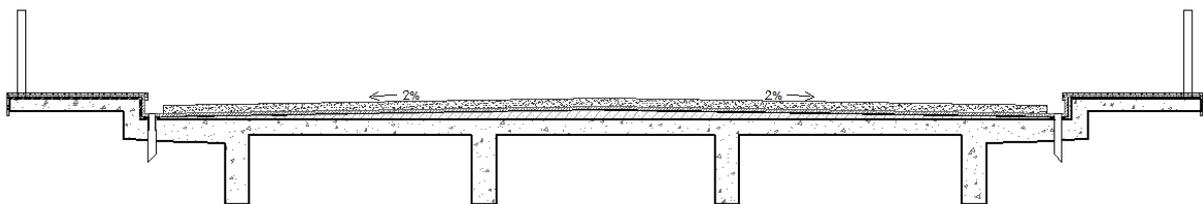


Figura 5.1 – Vista da seção transversal, indicando o caimento e a localização do sistema de drenagem.

De acordo com o DNIT 086 (2006), durante a recuperação do sistema de drenagem de uma pista, devem ser levadas em consideração, no dimensionamento, as condições reais de funcionamento. Diante disso devem ser adotadas providências pertinentes de acordo com as condições geométricas da obra.

Em obras com comprimento maior que 50 m e declividade longitudinal menor que 2%, a drenagem deverá ser efetuada pelas canaletas laterais com declividade não nula. As canaletas laterais devem ser rebaixadas com relação ao pavimento, e situadas junto aos guarda-rodas ou as barreiras como mostra a Figura 5.2.

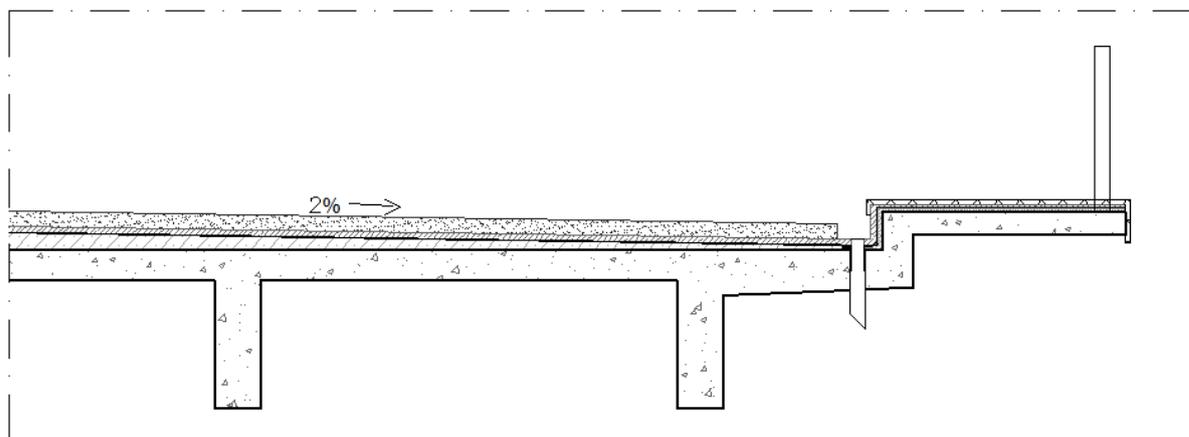


Figura 5.2 – Indicação do caimento mínimo e direção (Adaptação, DNIT 086, 2006).

Ainda de acordo com a Figura 5.2, para a captação das águas devem ser utilizados buzinetes localizados nos rebaixos do pavimento, onde os mesmos podem ser de tubos galvanizados ou de PVC. Devem ser colocados nos dois lados da seção transversal, com diâmetro de 100 mm e espaçamento de 4,00 m. Os buzinetes devem ter um comprimento inferior livre de 10 cm e ficar afastados de qualquer elemento estrutural, para que as águas por eles captadas não venham a atingi-lo (DNIT 086, 2006).

Também devem ser executadas pingadeiras nas extremidades laterais em balanço da laje como mostra a Figura 5.3 e a Figura 5.4, os quais recomendam dois tipos de pingadeiras, uma na própria estrutura da laje e outra no tipo de revestimento. As mesmas são saliências ou sulcos longitudinais que impedirá o escoamento natural das águas pluviais e forçam sua queda ou disciplina sua coleta. São elementos de drenagem essenciais à manutenção, ao bom aspecto das obras-de-arte especiais e ao aumento de sua durabilidade. São eficazes, embora

apresentem algumas dificuldades construtivas e são executadas com o intuito de descolar o fluxo de águas pluviais da superfície do concreto.

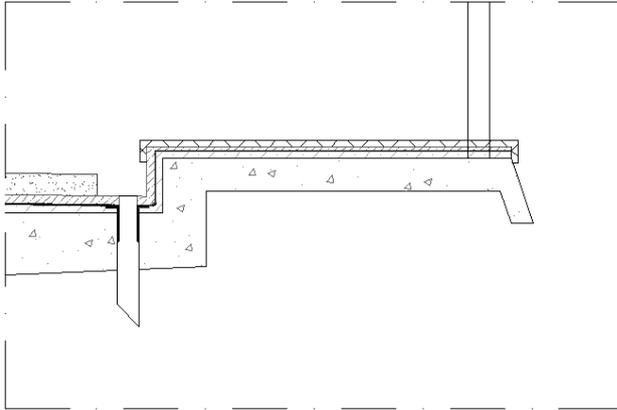


Figura 5.3 – Pingadeira em concreto .

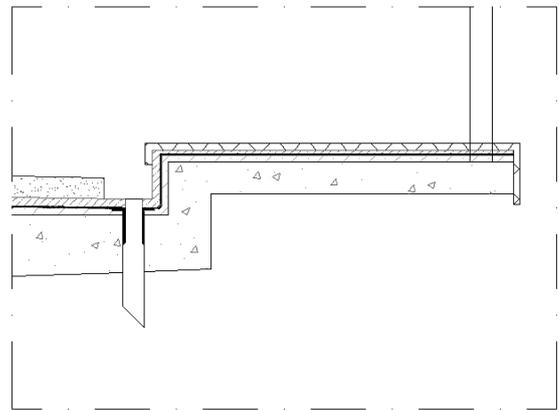


Figura 5.4 – Pingadeira de revestimento.

5.3 Tratamento das tubulações

Os buzinetes não devem ser colocados sobre saias de aterro e nem sobre rodovias atravessadas pela ponte. Nas pontes urbanas ou em entroncamentos, ou quando não se deseja que as águas pluviais caiam livremente, a solução de drenagem será composta por elementos de grande capacidade de captação e prumadas semi-verticais. Os elementos de captação, como caixas com grelhas, devem ser dispostos próximos aos pilares, para facilidade de fixação ou da instalação embutida da prumada semi-vertical.

5.4 Tratamento das juntas de dilatação

As juntas de dilatação (Figura 5.5) existentes ao longo da obra e nas extremidades devem ser recuperadas ou substituídas, em ambos os casos, a estanqueidade deve ser garantida. As juntas de dilatação intermediárias quando deterioradas causam a degradações localizadas na superestrutura e juntas extremas quando deterioradas provocam a erosões nos aterros de acesso.

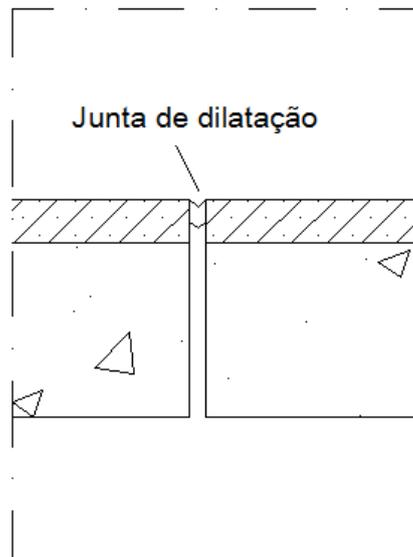


Figura 5.5 – Detalhe da junta de dilatação.

5.5 Aparelhos de apoio

Aparelhos de apoio (Figura 5.6) são dispositivos que fazem a transição entre a superestrutura e a mesoestrutura ou a infra-estrutura, nas pontes não aperticadas. Os mesmos devem passar por uma avaliação no seu estado de recuperação e analisada a possibilidade de recuperação e possível substituição. Os serviços de recuperação são necessários quando os aparelhos de apoio, fixos, móveis, deformáveis ou de escorregamento, deixam de atender, parcial ou integralmente, suas finalidades. A recuperação de aparelhos de apoio, nos casos extremos, implica no perfeito conhecimento de seu funcionamento e na avaliação das solicitações que sobre ele incidem.

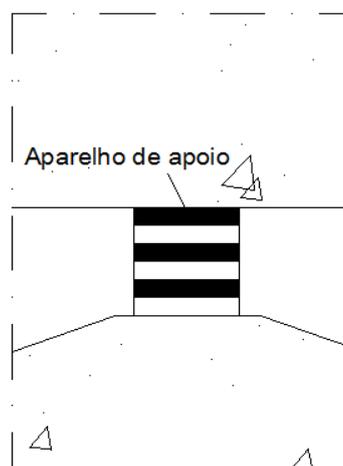


Figura 5.6 – Detalhe do aparelho de apoio.

A substituição de aparelhos de apoio, mesmo em pontes com vãos de pequenas dimensões, é uma operação cara e difícil, quando esta substituição não foi prevista em projeto, com a construção de consoles para apoio do içamento da estrutura.

Segundo o DNIT 091 (2006), pode haver uma verificação na possibilidade de recuperação parcial dos aparelhos de apoio. O mesmo consiste em uma inspeção que passa pelas seguintes etapas:

- Inspeccionar o aparelho minuciosamente para identificar seu tipo: há aparelhos que permitem deslocamentos e outros não, há aparelhos que permitem rotação unidirecional e outros que permitem rotações multi-direcionais;

- Verificar se as soldas estão íntegras ou se há fissuras;

- Verificar se o neoprene está perfeitamente contido entre a tampa e o vaso: qualquer falha na estanqueidade, permite o escapamento do elastômero e inutiliza o aparelho;

- Verificar se os parafusos de fixação estão íntegros;

- Verificar se a posição relativa dos elementos está correta;

- Verificar se há detritos impedindo o bom funcionamento do aparelho. Se não houver falha na estanqueidade, a recuperação do aparelho, embora difícil, pode e deve ser efetuada.

5.6 Prognóstico

As áreas afetadas pela corrosão das armaduras situam-se principalmente na superestrutura, onde apresentam grandes concentrações de esforços. Essas áreas são de fundamental importância para a segurança e o bom funcionamento das Pontes. Em alguns pontos o fenômeno é generalizado chegando a apresentar consideradas perdas de seções do aço. É um fenômeno lento e progressivo, mas tem o agravante de ser auto-acelerante, e o risco de colapso é a médio e longo prazo.

As demais partes da ponte merecem uma intervenção corretiva, porém só colocariam em risco a segurança e funcionalidade da estrutura a longo prazo.

5.7 Manutenção

Qualquer estrutura deve ser utilizada segundo as premissas de projeto, e estar sempre sujeita a manutenção mais apropriada, durante a vida para o qual foi projetada. A manutenção é a combinação de ações que venham garantir ou restabelecer, as condições necessárias para que determinada estrutura desempenhe com capacidade as funções para o qual foi projetada. Não realizar uma manutenção gera um acúmulo de deficiências e custo, que a certo ponto pode se torna inviável.

Devemos também pensar em soluções que facilitem as atividades de manutenção, pois essas estruturas apresentam dificuldades de acesso. Para uma eficácia na conservação das pontes já recuperadas, é sugerida uma rotina de manutenção o qual abrange algumas etapas:

- Histórico da construção – devem constar informações referentes aos projetos, como a geometria, o ambiente, os materiais utilizados, a época de execução, as ocorrências no decorrer dos anos;
- Histórico de intervenções – deve conter informações referentes às intervenções já realizadas detalhadamente incluindo uma documentação fotográfica;
- Inspeção periódica – esta etapa deve ser realizada a cada 4 anos, onde deve-se anotar os danos e anomalias;
- Manutenção preventiva – deve ser analisada a necessidade da realização de pequenas correções localizadas. Analisar a necessidade de substituição de algum tipo de elemento, como, por exemplo, os aparelhos de apoio. Também deve ser realizada a limpeza geral eliminando resíduos, uma vez que a impregnação dos mesmos pode gerar como, por exemplo, a obstrução dos drenos e o acúmulo de vegetação em pontos vulneráveis.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As manifestações patológicas podem vir a afetar o desempenho da estrutura ao longo de sua utilização, diminuindo assim sua vida útil. As pontes estudadas não apresentavam uma rotina de inspeção e manutenção preventiva, fazendo com que esses problemas em alguns casos sejam mais graves. Através dos resultados apresentados, ficou claro que as pontes apresentam uma grande incidência de manifestações patológicas em sua estrutura como um todo. Podemos citar a ocorrência mais frequente de infiltração/umidade, fissuras/trincas, eflorescência/lixiviação decorrente da umidade e corrosão e exposição de armaduras.

A maioria das pontes analisadas está inserida em um ambiente marinho, o qual se verifica uma maior probabilidade da ação dos íons cloretos. Também ficou constatado a contaminação por carbonatação, esses fatores são os principais problemas do desencadeamento de corrosão das armaduras, pois a ação conjunta destes agentes intensifica a corrosão. De acordo com os resultados apresentados, a grande incidência de corrosão de armaduras na área marinha foi devido aos íons cloreto, e na ponte localizada longe do mar foi constatada a corrosão por carbonatação.

As estruturas analisadas apresentaram valores de índice esclerométrico indicando que a qualidade do concreto apresenta-se em sua maioria uma superfície boa, dura e satisfatória. Tais resultados devem ser cuidadosamente analisados uma vez que algumas dessas estruturas apresentaram contaminação por carbonatação o qual pode vir a influenciar os resultados. Ainda nas mesmas foi detectado o uso de um tipo de argamassa para esconder o problema, podendo a mesma vir a alterar os valores do concreto original. Para uma correta análise poderia ser feito um estudo mais aprofundado com a complementação do ensaio de extração de corpos-de-prova para que fosse realizado o posterior ensaio de resistência à compressão com o intuito de ser feito uma correlação com o índice esclerométrico, porém não foi possível a realização do ensaio devido à falta de autorização para retirada dos mesmos.

O ensaio de potencial de corrosão indicou que a maioria das estruturas apresentou uma incerteza no estado de corrosão, pois a armadura apresentou 50% de probabilidade de estar em processo de corrosão. Apenas duas estruturas mostraram uma probabilidade de 95% de

certeza de estar em processo de corrosão. Acredita-se que a elevada resistividade da estrutura possa ter prejudicado as leituras de potencial de corrosão.

Com base nos resultados obtidos ficou constatado que as pontes devem ser cuidadosamente inspecionadas, mais detalhadamente, com o intuito de saber o real estado de conservação que as mesmas apresentam. Com os dados coletados deve ser realizada a devida manutenção e quando necessário à reabilitação no intuito de alcançar o melhor desempenho que essas estruturas apresentam, aumentando sua vida útil e garantindo o seu funcionamento por um tempo maior. Evitando a intervenção de última hora, devido a problemas muito mais sérios onde causam transtornos muito além do imaginável, uma vez que essas estruturas são partes fundamentais para o Recife, pois apresentam a ligação entre suas principais regiões.

As manifestações patológicas existentes e diagnosticadas abrangem uma porção significativa da estrutura de algumas das pontes estudadas, principalmente em áreas de importante e elevada concentração de carga. Devido a esses fatores as mesmas necessitam de uma intervenção corretiva imediata. Abrangendo uma total recuperação com posterior proteção adicional para aumentar a vida útil da obra, garantindo segurança e melhor viabilidade econômica, visto que, quanto mais se demora a intervir, mais oneroso se torna.

6.1 Conclusões

Com base nos resultados encontrados durante a análise efetuada nas vistorias e nos ensaios, pode-se concluir que:

- Todas as pontes estudadas apresentaram problemas de Infiltração/Umididade, a segunda manifestação patológica mais presente nas estruturas das pontes foram as Fissuras/Trincas e a terceira foi exposição e corrosão das armaduras e lixiviação/eflorescência;

- Dentre as pontes estudadas, quatro delas apresentaram sistema de drenagem obstruído, e uma não existia sistema de drenagem;

- A grande incidência de corrosão de armaduras na área marinha foi devido aos íons cloreto, que ficou constatado em quatro das pontes estudadas, e nas áreas mais afastadas foi constatada a corrosão por carbonatação em três pontes estudadas;

- Os valores de índice esclerométrico foram satisfatórios, mas esses resultados devem ser cuidadosamente analisados uma vez que algumas dessas estruturas apresentaram contaminação por carbonatação e em alguns casos ficou constatado a reabilitação em grande parte apenas do recobrimento da barra de aço;

- O ensaio de potencial de corrosão, em sua maioria, indicou incerteza no estado de corrosão, o mesmo deve levar em consideração a recente recuperação em algumas das pontes apenas do cobrimento da barra de aço. Essa espessura do cobrimento da barra de aço pode influenciar na leitura do potencial de corrosão, pois sofre influencia da resistividade do concreto, o que pode levar a leituras de potenciais mais positivas.

6.2 Proposta para futuras pesquisas

A presente pesquisa é um marco inicial para o acompanhamento de estruturas da construção civil. Com base nisso segue algumas sugestões para pesquisas futuras no intuito de realizar uma melhor caracterização das mesmas:

- Elaborar um estudo mais detalhado para as pontes em questão, uma vez que as mesmas são consideradas patrimônio público;

- Fazer um levantamento a cerca de obras como viadutos, umas vez que os mesmos também estão inseridos quase que na mesma zona de agressividade;

- Realizar um estudo em estruturas que não sejam apenas de concreto, mas também metálicas;

- Elaborar uma pesquisa de como se criar uma rotina de inspeção e manutenção preventiva em pontes.

REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C-876**: Standard test method for half-cell potentials for uncoated reinforcing steel in concrete. In: Annual book of ASTM Standards. West Conshohocken, 2009.

ANDRADE, C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. 1. ed. São Paulo: Pini, 1992.

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

ANDRADE, T. **Tópicos sobre durabilidade do concreto**. In: ISAIA, Geraldo C. (Ed). Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações. v. 1. São Paulo, SP: IBRACON, 2005. Cap. 25, p. 753 - 792.

ANDRADE, T.; SILVA, A. J. da C. e. **Patologia das estruturas**. In: ISAIA, Geraldo C. (Ed). Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações. v. 2. São Paulo, SP: IBRACON, 2005. Cap. 32, p. 953 - 983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**. Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**. Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7584**. Concreto endurecido – avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9452**. Vistoria de pontes e viadutos de concreto. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575**. Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos - Desempenho. Rio de Janeiro, 2010.

ATIS, C. D. **Carbonation – Porosity – Strength Model for fly ash concrete**. Journal of Materials in Civil Engineering, 2004.

BARBOSA, M. L. **As VIII Principais Pontes do Recife**. Recife. Gráfica e Editora Cristal. 1ª Edição, 1999.

BARBOSA, V. **Ponte Giratória**. Pesquisa Escolar Online, Fundação Joaquim Nabuco, Recife. 2009. Disponível em: <<http://basilio.fundaj.gov.br/pesquisaescolar/>>. Acesso em: 22/08/2013.

BENAIM, R. **The design of prestressed concrete bridges: concepts and principles**. London and New York: Taylor & Francis, 2008.

BERTOLINI, L. **Materiais de construção: patologia, reabilitação e prevenção**. São Paulo. Editora Oficina de textos. 2010.

Boletim Diário da Prefeitura do Recife (2013). **Prefeito entrega Ponte Paulo Guerra**. Coordenadoria de comunicação social. 2006. Disponível em: <http://noticias.recife.pe.gov.br/index.php?GrupoCodigo=15&UltAnt=22662&DatAnt=25/07/2006&GrupoCodigoMateria=15>. Acesso em: 24/09/2013.

BORELLI, E. **Urbanização e qualidade ambiental: o processo de produção do espaço da costa brasileira**. Revista Internacional Interdisciplinar Interthesis. v.4 n.1 Florianópolis, jan/jun, 2007.

CÁNOVAS, M. F. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo: Pini, 1988.

CASCUDO, O. **O Controle da corrosão das armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas**. São Paulo: Pini, 1997.

CASCUDO; O. **Inspeção e diagnóstico de estrutura de concreto com problemas de corrosão da armadura**. In: ISAIA, Geraldo C. (Ed). **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. v. 2. São Paulo, SP: IBRACON, 2005. Cap. 35, p. 1071 - 1108.

CASTRO, E. K. de. **Desenvolvimento de metodologia para manutenção de estruturas de concreto armado**. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Brasília, Brasília, 1994.

CAVALCANTI FILHO, A. N.; CAVALCANTI, G. A. D'A.; SELMO, S. M. de S. Avaliação da qualidade de concretos estruturais quanto à carbonatação e a cloretos por ensaios de ciclagem. In: IBRACON - CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 17, 2010, Fortaleza. **Anais...** Fortaleza, 2007.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. Nº 182. Design guide: Durable concrete structures, Bulletin d'Information, Junho, 1989.

CINCOTTO, M. A. **Danos de revestimento decorrentes da qualidade da cal hidratada**. São Paulo, Associação Brasileira de Produtores de cal. (Boletim nº 7), 1975.

CLÍMACO, J. C. T. S.; NEPOMUCENO, A. A. Parâmetros para uma metodologia de manutenção de estruturas de concreto. In: IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto. **Anais...** Porto Alegre, 1990.

CLIMA TEMPO. **Previsão do tempo para Recife – PE.** Disponível em: <http://www.climatempo.com.br/previsao-do-tempo/cidade/259/recife-pe>. Acesso em: 22/11/2013.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 086.** Recuperação do sistema de drenagem – especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 091.** Tratamento de aparelhos de apoio: concreto, neoprene e metálicos – Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2006.

FERREIRA, B. B. D. **Tipificação de patologias em revestimentos argamassados.** Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, Belo Horizonte, 2010.

FIGUEIREDO, E. J. P. **Avaliação de cloretos livres pelo método colorimétrico de aspersão de nitrato de prata.** Goiás: Universidade Federal de Goiás – UFG, 2000.

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

FIGUEIREDO, E. J. P. Corrosão de armaduras para concreto armado. In: SIMPÓSIO DE DESEMPENHO DE MATERIAIS E COMPONENTES DE CONSTRUÇÃO CIVIL, 1988, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis.

FIGUEIREDO, E. J. P. **Efeito da carbonatação e de cloretos no concreto.** In: ISAIA, Geraldo C. (Ed). Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações. v. 2. São Paulo, SP: IBRACON, 2005a. Cap. 27, p. 829 - 855.

FIGUEIREDO, E. J. P. **Inspeção e diagnóstico de estruturas de concreto com problemas de resistência , fissuras e deformações.** In: ISAIA, Geraldo C. (Ed). Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações. v. 2. São Paulo, SP: IBRACON, 2005b. Cap. 33, p. 986 - 1015.

GASPAR, L. **Ponte Santa Isabel, Recife, PE.** Pesquisa Escolar Online, Fundação Joaquim Nabuco, Recife. 2007. Disponível em: <<http://basilio.fundaj.gov.br/pesquisaescolar/>>. Acesso em: 21/08/2013.

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

GOVERNO DO ESTADO DE PERNAMBUCO. **Geografia de Pernambuco**. Disponível em: <http://www.pe.gov.br/conheca/geografia/>. Acesso em: 20/05/2013.

HANS VON MANTEUFFEL. **Banco de Imagens**. Disponível em: <http://www.hansfotos.com.br/fotointerna.php?idFoto=132>. Acesso em: 22/04/2012.

HELENE, P. R. do L. **Corrosão de armaduras para concreto armado**. São Paulo: Ed. Pini, 1986. 47 p.

HELENE, P. R. do L. **In Relatório Técnico TECOMAT - Inspeção e Diagnóstico dos Apoios e dos Blocos de Fundação da Ponte Governador Paulo Guerra**. Recife, 2002.

HELENE, P. R. do L. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto**. São Paulo: Ed. Pini, 1992. 213 p.

HELENE, P. R. do L. **Vida útil de estruturas de concreto armado sob o ponto de vista da corrosão de armadura**. Departamento de Engenharia de Construção Civil - EPUSP, 1993.

HELENE, P. R. do L.; PEREIRA, F. **Rehabilitación y mantenimiento de estructuras de concreto**. São Paulo, 2007.

IPR-INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS. **Manual de inspeção de pontes rodoviárias**. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação do instituto de pesquisas rodoviárias. 2 Edição. Rio de Janeiro, 2004. 256 p.

JUCÁ, T. R. P. **Avaliação de cloretos livres em concretos e argamassas de cimento Portland pelo método de aspersão de nitrato de prata**. Dissertação (Mestrado) Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, Goiânia, GO, 2002, 142p.

LACERDA, M. **Maurício de Nassau, o brasileiro**. Aventuras na história para viajar no tempo. 2004. Disponível em: <http://guiadoestudante.abril.com.br/aventuras-historia/mauricio-nassau-brasileiro-433685.shtml>. Acesso: 20/08/2013.

MACHADO, R. C. V. **Ponte Duarte Coelho**. Pesquisa Escolar Online, Fundação Joaquim Nabuco, Recife. 2007. Disponível em: <http://basilio.fundaj.gov.br/pesquisaescolar/>. Acesso em: 22/08/2013.

MARCHETTI, O. **Pontes de Concreto Armado**. São Paulo: Editora Edgar Blücher LTDA, 2008.

MAX, R.; MEIRA, G.; PADILHA, M. Carbonatação de concretos em atmosfera urbana na Região de João Pessoa. In: CONNEPI – CONGRESSO DE PESQUISA E INOVAÇÃO DA REDE NORTE NORDESTE DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA, 10, 2007, João Pessoa. **Anais...** João Pessoa, 2003.

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.

MELO, A. C. de A. **Estudo das manifestações patológicas nas marquises de concreto armado do Recife**. Dissertação (Mestrado) Universidade de Pernambuco, Escola de Engenharia Civil, Pernambuco, 2011, 215p.

MENDES, L. C.; LOURENÇO, L. da C.; ALVES, V. R.; LOURENÇO, M. V. da C.; JORDY, J. C. Pontes em concreto armado em meios de elevada agressividade ambiental. In: CINPAR – CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE PATOLOGÍA Y RECUPERACIÓN DE ESTRUCTURAS, 20, 2010, Córdoba. **Anais...** Argentina, 2007.

MENEZES, J. L. M. **A evolução do Recife**. NE 10. Disponível em: <http://especiais.ne10.uol.com.br/recifeeacopa/recife.html>. Acesso em: 22/08/2013.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F. **Patologia das fundações**. São Paulo: Oficina de textos, 2008.

MONTEIRO, E. C. B. **Avaliação do método de extração eletroquímica de cloretos para reabilitação de estruturas de concreto com problemas de corrosão de armaduras**. 2002. 211 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

MONTEIRO, E. C. B. **Reabilitação de estruturas de concreto**. In: ISAIA, Geraldo C. (Ed). **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. v. 2. São Paulo, SP: IBRACON, 2005. Cap. 36, p. 1109 - 1125.

MONTEIRO, E. C. B. **Técnicas de reparo tradicional**. Notas de aula ministrada no Curso de Mestrado da UPE/POLI, 2012.

NAKID, R. F. Controle de fissuração no dimensionamento do concreto armado. In: IBRACON - CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 15, 2010, Fortaleza. **Anais...** Fortaleza, 2007. CR-ROM.

ODEBRECHT, P. **Apostila de Pontes**. Blumenau: Centro de Ciências Tecnológicas – CCT-FUR, 2002.

PEREIRA, E.; MENEGHETTI, L. C.; RESENDE, A.; FABRO, G. Avaliação do grau de corrosão das armaduras para diferentes espessuras de cobrimento. In: 52º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2010, Fortaleza. **Anais**. Fortaleza: IBRACON, 2010. CR-ROM.

PEREIRA, E.; ROCHA, F. C. da; TAVORA, M. V. G.; FERREIRA, A.; MEDEIROS, M. H. F. de. Estimativa da resistência do concreto através de ensaios de esclerometria e “Pull Off”. In: CINPAR - CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE PATOLOGIA E REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS, 13, 2011, Fortaleza. **Anais...** Fortaleza, 2003. CR-ROM.

PFEIL, W. **Manual de Inspeção de pontes rodoviárias**. Rio de Janeiro: Departamento de Infraestrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação do Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2004.

PINHO, F. O.; BELLEI, I. H. **Pontes e Viadutos em vigas mistas**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia - Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2007.

PRINCIGALLO, A. Calculo del transporte de cloruros en la pasta de cemento e Estimating the chloride transport in cement paste. **Materiales de Construccion**, Bergamo, v. 62, n. 306, p. 151-161, abril-junio 2012.

RILEM RECOMMENDATIONS. **CPC-18**. Measurement of hardened concrete carbonation depth. 1988.

ROCHA, F. C. da, SANTOS FILHO, M. L.; FRANÇA, A. A. V., MARCONDES, C. G. N., TOLEDO, M. A. P. de. Aplicação da Metodologia de Avaliação em Pontes: Método Geral. In: CINPAR - CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE PATOLOGIA E REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS, 15, 2011, Fortaleza. **Anais...** Fortaleza, 2003. CR-ROM.

SAMPAIO, L. L.; MONTEIRO, E. C. B.; HELENE, P. R. do L. Comparação entre índice esclerométrico e a resistência à compressão do concreto de diferentes traços. In: 52º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2010, Fortaleza. **Anais**. Fortaleza: 2003. CR-ROM.

SOLOCAP. **Geotecnologia Rodoviária - Equipamentos**. Disponível em: <http://www.solocap.com.br/detalhe.asp?idcod=ESCLER%D4METRO%20SCHMIDT%20-20Modelo%20N>. Acesso em: 14/01/2013.

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

THOMAZ, É. **Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação**. São Paulo: Pini, Escola Politécnica da Universidade de São Paul: Instituto de pesquisas tecnológicas, 1989.

UNI. Determination of Chloride Ion Penetration. Italian Standard **7928**. Rome, 1978.

VARGAS, L. A. B. **Comportamento estrutural de pontes estaiadas – efeitos de segunda ordem**. Dissertação (Mestrado) Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia Civil, São Paulo, 2007, 153p.

VASCONCELOS, R **Ponte Santa Isabel esconde controvérsia sobre seu verdadeiro nome**. Cotidiano – Folha PE. 2012. Disponível em: <http://www1.folhape.com.br/cms/opencms/folhape/pt/cotidiano/noticias/arquivos/2011/outubro/4206.html>. Acesso em: 21/08/2013.

VERÇOZA, E. J. **Patologia das edificações**. Porto Alegre: Sagra, 1991.

VITÓRIO, J. A. P. **Pontes Rodoviárias: fundamentos, conservação e gestão**. Recife: Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia de Pernambuco – CREA-PE, 2002.

VITÓRIO, J. A. P. Vistorias, conservação e gestão de pontes e viadutos de concreto. In: IBRACON - CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 16, 2006, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, 2003. CR-ROM.

WALTRICK, C. E. **Elaboração e caracterização de compósitos para a construção civil a base de resíduos de argamassa, entulho e cal residual**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Meio Ambiente Urbano e Industrial, Curitiba, 2010.

ANEXO A – CHECK LIST

CHECK LIST nº 01/08

1. DADOS DA PONTE

Nome: Ponte 12 de Setembro (Antiga Ponte Giratória).

Localização: Bairro de Santo Antônio – Recife – PE. Idade: (1971-2012) 41 anos

Existe rotina de manutenção preventiva – Sim Não

Já foi realizada alguma inspeção ou intervenção na ponte? Quando? Onde? Após essa intervenção a edificação apresentou algum outro problema, ou o mesmo problema?

Sim. Apenas foi realizado serviços de limpeza e pintura da estrutura.

2. INFRA-ESTRUTURA

2.1. Tipo de Fundação adotado: Não identificado. Apresentava submersa.

3. MESOESTRUTURA E SUPERESTRUTURA

3.1. Tipologia estrutural (material adotado): Concreto Armado e Protendido.

3.2. Geometria: Normal Esconsa

3.3. Manifestações Patológicas (Condições Atuais do Tabuleiro):

- Fissuras/Trincas Infiltração/Umidade Desgaste do concreto
 Bolor/Mofo Falhas de concretagem Lixiviação/Eflorescência
 Corrosão e exposição de armaduras

3.4. Sistema de Drenagem:

- Ausente Obstruído Em funcionamento

3.5. Pilares:

Tipo de Pilar: Isolado Pilar parede

Manifestações Patológicas (Condições Atuais dos Pilares):

- Fissuras/Trincas Infiltração/Umidade Lixiviação/Eflorescência
 Bolor/Mofo Falhas de concretagem
 Corrosão e exposição de armaduras

Anomalias provocadas por flambagem, esmagamento, contraventamento, condições de ligação com as fundações.

Desgaste devido às condições ambientais (erosão hidráulica, meio ambiente agressivo, vibrações, impacto de veículos ou embarcações, proximidade de linha férrea);

3.6. Aparelhos de Apoio:

Ausente Elastoméricos Fixos (Freyssinet) Móveis (rolos met.)

3.7. Guarda-corpo: Ausente Existente

4. ENSAIO DE ESCLEROMETRIA

1º PONTO		
47	48	47
45	40	43
43	45	45

Ponto ensaiado no tabuleiro na posição vertical.

2º PONTO		
40	41	40
40	36	38
40	41	41

Ponto ensaiado no tabuleiro na posição vertical.

3º PONTO		
49	48	49
48	50	49
43	47	48

Ponto ensaiado no pilar parede na posição horizontal.

5. ENSAIO DE POTENCIAL DE CORROSÃO

VALORES DO POTENCIAL DE CORROSÃO				
-270	-300	-380	-388	-296
-294	-300	-289	-218	-262
-280	-381	-369	-329	-342

Ensaio realizado no Tabuleiro.

CHECK LIST nº 02/08

1. DADOS DA PONTE

Nome: Ponte Maurício de Nassau.

Localização: Bairro de Santo Antônio – Recife – PE. Idade: (1917-2012) 95 anos

Existe rotina de manutenção preventiva – Sim Não

Já foi realizada alguma inspeção ou intervenção na ponte? Quando? Onde? Após essa intervenção a edificação apresentou algum outro problema, ou o mesmo problema?

Sim. Recentemente passou por uma recuperação e pintura da estrutura.

2. INFRA-ESTRUTURA

2.1. Tipo de Fundação adotado: Estaca de concreto armado. Apresentava submersa.

3. MESOESTRUTURA E SUPERESTRUTURA

3.1. Tipologia estrutural (material adotado): Concreto Armado.

3.2. Geometria: Normal Esconsa

3.3. Manifestações Patológicas (Condições Atuais do Tabuleiro):

Fissuras/Trincas Infiltração/Umidade Desgaste do concreto
 Bolor/Mofo Falhas de concretagem Lixiviação/Eflorescência
 Corrosão e exposição de armaduras

3.4. Sistema de Drenagem:

Ausente Obstruído Em funcionamento

3.5. Pilares:

Tipo de Pilar: Isolado Pilar parede

Manifestações Patológicas (Condições Atuais dos Pilares):

Fissuras/Trincas Infiltração/Umidade Lixiviação/Eflorescência
 Bolor/Mofo Falhas de concretagem
 Corrosão e exposição de armaduras

Anomalias provocadas por flambagem, esmagamento, contraventamento, condições de ligação com as fundações.

Desgaste devido às condições ambientais (erosão hidráulica, meio ambiente agressivo, vibrações, impacto de veículos ou embarcações, proximidade de linha férrea);

3.6. Aparelhos de Apoio:

Ausente Elastoméricos Fixos (Freyssinet) Móveis (rolos met.)

3.7. Guarda-corpo: Ausente Existente

4. ENSAIO DE ESCLEROMETRIA

1º PONTO		
50	58	52
56	52	50
57	56	52

Ponto ensaiado no pilar parede na posição horizontal.

2º PONTO		
48	52	52
58	56	50
53	48	56

Ponto ensaiado na longarina posição horizontal.

3º PONTO		
48	42	40
42	48	42
36	40	42

Ponto ensaiado na longarina posição horizontal.

5. ENSAIO DE POTENCIAL DE CORROSÃO

VALORES DO POTENCIAL DE CORROSÃO				
-143	-97	-180	-197	-188
-153	-166	-195	-198	-133
-185	-156	-113	-169	-192

Ensaio realizado na longarina.

CHECK LIST nº 03/08

1. DADOS DA PONTE

Nome: Ponte Buarque de Macedo.

Localização: Bairro de Santo Antônio – Recife – PE. Idade: (1923-2012) 89 anos

Existe rotina de manutenção preventiva – Sim Não

Já foi realizada alguma inspeção ou intervenção na ponte? Quando? Onde? Após essa intervenção a edificação apresentou algum outro problema, ou o mesmo problema?

Sim. Recentemente passou por uma recuperação e pintura da estrutura.

2. INFRA-ESTRUTURA

2.1. Tipo de Fundação adotado: Não identificado. Apresentava submersa.

3. MESOESTRUTURA E SUPERESTRUTURA

3.1. Tipologia estrutural (material adotado): Concreto Armado.

3.2. Geometria: Normal Esconsa

3.3. Manifestações Patológicas (Condições Atuais do Tabuleiro):

Fissuras/Trincas Infiltração/Umidade Desgaste do concreto
 Bolor/Mofo Falhas de concretagem Lixiviação/Eflorescência
 Corrosão e exposição de armaduras

3.4. Sistema de Drenagem:

Ausente Obstruído Em funcionamento

3.5. Pilares:

Tipo de Pilar: Isolado Pilar parede

Manifestações Patológicas (Condições Atuais dos Pilares):

Fissuras/Trincas Infiltração/Umidade Lixiviação/Eflorescência
 Bolor/Mofo Falhas de concretagem
 Corrosão e exposição de armaduras

Anomalias provocadas por flambagem, esmagamento, contraventamento, condições de ligação com as fundações.

Desgaste devido às condições ambientais (erosão hidráulica, meio ambiente agressivo, vibrações, impacto de veículos ou embarcações, proximidade de linha férrea);

3.6. Aparelhos de Apoio:

Ausente Elastoméricos Fixos (Freyssinet) Móveis (rolos met.)

3.7. Guarda-corpo: Ausente Existente

4. ENSAIO DE ESCLEROMETRIA

1º PONTO		

2º PONTO		

3º PONTO		

5. ENSAIO DE POTENCIAL DE CORROSÃO

VALORES DO POTENCIAL DE CORROSÃO				

CHECK LIST nº 04/08

1. DADOS DA PONTE

Nome: Ponte Santa Isabel ou Princesa Isabel. Idade: (1913(65/66)-2012) 99/46 anos

Localização: Bairro de Santo Antônio – Recife – PE.

Existe rotina de manutenção preventiva – Sim Não

Já foi realizada alguma inspeção ou intervenção na ponte? Quando? Onde? Após essa intervenção a edificação apresentou algum outro problema, ou o mesmo problema?

Sim. Recentemente passou por serviços de limpeza e pintura da estrutura.

2. INFRA-ESTRUTURA

2.1. Tipo de Fundação adotado: Não identificado. Apresentava submersa.

3. MESOESTRUTURA E SUPERESTRUTURA

3.1. Tipologia estrutural (material adotado): Concreto Armado.

3.2. Geometria: Normal Esconsa

3.3. Manifestações Patológicas (Condições Atuais do Tabuleiro):

Fissuras/Trincas Infiltração/Umidade Desgaste do concreto
 Bolor/Mofo Falhas de concretagem Lixiviação/Eflorescência
 Corrosão e exposição de armaduras

3.4. Sistema de Drenagem:

Ausente Obstruído Em funcionamento

3.5. Pilares:

Tipo de Pilar: Isolado Pilar parede

Manifestações Patológicas (Condições Atuais dos Pilares):

Fissuras/Trincas Infiltração/Umidade Lixiviação/Eflorescência
 Bolor/Mofo Falhas de concretagem
 Corrosão e exposição de armaduras

Anomalias provocadas por flambagem, esmagamento, contraventamento, condições de ligação com as fundações.

Desgaste devido às condições ambientais (erosão hidráulica, meio ambiente agressivo, vibrações, impacto de veículos ou embarcações, proximidade de linha férrea);

3.6. Aparelhos de Apoio:

Ausente Elastoméricos Fixos (Freyssinet) Móveis (rolos met.)

3.7. Guarda-corpo: Ausente Existente

4. ENSAIO DE ESCLEROMETRIA

1º PONTO		
36	34	36
46	32	32
30	45	38

Ponto ensaiado na longarina posição horizontal.

2º PONTO		
25	30	30
25	30	31
30	29	29

Ponto ensaiado na longarina posição vertical.

3º PONTO		
37	37	30
35	29	37
44	40	39

Ponto ensaiado no pilar parede na posição horizontal.

5. ENSAIO DE POTENCIAL DE CORROSÃO

VALORES DO POTENCIAL DE CORROSÃO				
-370	-409	-510	-514	-540
-411	-240	-318	-372	-419
-394	-380	-365	-530	-399

Ensaio realizado na longarina.

CHECK LIST nº 05/08

1. DADOS DA PONTE

Nome: Ponte Duarte Coelho (Ponte da Maxambomba).

Localização: Bairro de Santo Antônio – Recife – PE. Idade: (1943-2012) 69 anos

Existe rotina de manutenção preventiva – Sim Não

Já foi realizada alguma inspeção ou intervenção na ponte? Quando? Onde? Após essa intervenção a edificação apresentou algum outro problema, ou o mesmo problema?

Sim. Recentemente passou por uma recuperação na estrutura, assim como um reforço.

2. INFRA-ESTRUTURA

2.1. Tipo de Fundação adotado: Não identificado. Apresentava submersa.

3. MESOESTRUTURA E SUPERESTRUTURA

3.1. Tipologia estrutural (material adotado): Concreto Armado.

3.2. Geometria: Normal Esconsa

3.3. Manifestações Patológicas (Condições Atuais do Tabuleiro):

Fissuras Trincas Infiltração/Umidade Desg. Concreto
 Lixiviação Bolor/Mofo Falhas Concretagem Exp.Armaduras
 Corrosão Eflorescência

3.4. Sistema de Drenagem:

Ausente Obstruído Em funcionamento

3.5. Pilares:

Tipo de Pilar: Isolado Pilar parede

Manifestações Patológicas (Condições Atuais dos Pilares):

Fissuras Trincas Infiltração/Umidade Desg. concreto
 Lixiviação Bolor/Mofo Falhas Concretagem Exp.Armaduras
 Anomalias provocadas por flambagem, esmagamento, contraventamento, condições de ligação com as fundações.

Desgaste devido às condições ambientais (erosão hidráulica, meio ambiente agressivo, vibrações, impacto de veículos ou embarcações, proximidade de linha férrea);

3.6. Aparelhos de Apoio:

Ausente Elastoméricos Fixos (Freyssinet) Móveis (rolos met.)

3.7. Guarda-corpo: Ausente Existente

4. ENSAIO DE ESCLEROMETRIA

1º PONTO		

2º PONTO		

3º PONTO		

5. ENSAIO DE POTENCIAL DE CORROSÃO

VALORES DO POTENCIAL DE CORROSÃO				

CHECK LIST nº 06/08

1. DADOS DA PONTE

Nome: Ponte Engenheiro Antônio de Góes.

Localização: Bairro do Pina – Recife – PE. Idade: (1953-2012) 59 anos

Existe rotina de manutenção preventiva – Sim Não

Já foi realizada alguma inspeção ou intervenção na ponte? Quando? Onde? Após essa intervenção a edificação apresentou algum outro problema, ou o mesmo problema?

Sim. Recentemente passou por uma recuperação em toda a sua estrutura.

2. INFRA-ESTRUTURA

2.1. Tipo de Fundação adotado: Não identificado. Apresentava submersa.

3. MESOESTRUTURA E SUPERESTRUTURA

3.1. Tipologia estrutural (material adotado): Concreto Armado.

3.2. Geometria: Normal Esconsa

3.3. Manifestações Patológicas (Condições Atuais do Tabuleiro):

Fissuras/Trincas Infiltração/Umidade Desgaste do concreto
 Bolor/Mofo Falhas de concretagem Lixiviação/Eflorescência
 Corrosão e exposição de armaduras

3.4. Sistema de Drenagem:

Ausente Obstruído Em funcionamento

3.5. Pilares:

Tipo de Pilar: Isolado Pilar parede

Manifestações Patológicas (Condições Atuais dos Pilares):

Fissuras/Trincas Infiltração/Umidade Lixiviação/Eflorescência
 Bolor/Mofo Falhas de concretagem
 Corrosão e exposição de armaduras

Anomalias provocadas por flambagem, esmagamento, contraventamento, condições de ligação com as fundações.

Desgaste devido às condições ambientais (erosão hidráulica, meio ambiente agressivo, vibrações, impacto de veículos ou embarcações, proximidade de linha férrea);

3.6. Aparelhos de Apoio:

Ausente Elastoméricos Fixos (Freyssinet) Móveis (rolos met.)

3.7. Guarda-corpo: Ausente Existente

4. ENSAIO DE ESCLEROMETRIA

1º PONTO		
36	34	40
44	39	34
45	42	42

Ponto ensaiado na longarina posição horizontal.

2º PONTO		
46	46	39
46	43	40
45	46	42

Ponto ensaiado na longarina posição horizontal.

3º PONTO		
37	41	38
39	36	36
36	38	38

Ponto ensaiado na longarina posição horizontal.

5. ENSAIO DE POTENCIAL DE CORROSÃO

VALORES DO POTENCIAL DE CORROSÃO				
-237	-240	-300	-375	-378
-400	-420	-410	-412	-408
-398	-378	-391	-369	-309

Ensaio realizado nos apoios.

CHECK LIST nº 07/08

1. DADOS DA PONTE

Nome: Ponte Governador Paulo Gerra.

Localização: Bairro do Pina – Recife – PE. Idade: (1977-2012) 35 anos

Existe rotina de manutenção preventiva – Sim Não

Já foi realizada alguma inspeção ou intervenção na ponte? Quando? Onde? Após essa intervenção a edificação apresentou algum outro problema, ou o mesmo problema?

Sim. Passou por uma recuperação total da estrutura e reforço em algumas partes.

2. INFRA-ESTRUTURA

2.1. Tipo de Fundação adotado: Blocos estaqueados.

3. MESOESTRUTURA E SUPERESTRUTURA

3.1. Tipologia estrutural (material adotado): Concreto Armado.

3.2. Geometria: Normal Esconsa

3.3. Manifestações Patológicas (Condições Atuais do Tabuleiro):

- Fissuras/Trincas Infiltração/Umidade Desgaste do concreto
 Bolor/Mofo Falhas de concretagem Lixiviação/Eflorescência
 Corrosão e exposição de armaduras

3.4. Sistema de Drenagem:

- Ausente Obstruído Em funcionamento

3.5. Pilares:

Tipo de Pilar: Isolado Pilar parede Outro

Manifestações Patológicas (Condições Atuais dos Pilares):

- Fissuras/Trincas Infiltração/Umidade Lixiviação/Eflorescência
 Bolor/Mofo Falhas de concretagem
 Corrosão e exposição de armaduras

Anomalias provocadas por flambagem, esmagamento, contraventamento, condições de ligação com as fundações.

Desgaste devido às condições ambientais (erosão hidráulica, meio ambiente agressivo, vibrações, impacto de veículos ou embarcações, proximidade de linha férrea);

3.6. Aparelhos de Apoio:

Ausente Elastoméricos Fixos (Freyssinet) Móveis (rolos met.)

3.7. Guarda-corpo: Ausente Existente

4. ENSAIO DE ESCLEROMETRIA

1º PONTO		

2º PONTO		

3º PONTO		

5. ENSAIO DE POTENCIAL DE CORROSÃO

VALORES DO POTENCIAL DE CORROSÃO				

CHECK LIST nº 08/08

1. DADOS DA PONTE

Nome: Ponte de Afogados.

Localização: Bairro de Afogados – Recife – PE. Idade: Não identificado.

Existe rotina de manutenção preventiva – Sim Não

Já foi realizada alguma inspeção ou intervenção na ponte? Quando? Onde? Após essa intervenção a edificação apresentou algum outro problema, ou o mesmo problema?

Não. Durante a inspeção não foi detectada nenhuma intervenção recente.

2. INFRA-ESTRUTURA

2.1. Tipo de Fundação adotado: Não identificado. Apresentava submersa.

3. MESOESTRUTURA E SUPERESTRUTURA

3.1. Tipologia estrutural (material adotado): Concreto Armado.

3.2. Geometria: Normal Esconsa

3.3. Manifestações Patológicas (Condições Atuais do Tabuleiro):

- Fissuras/Trincas Infiltração/Umidade Desgaste do concreto
 Bolor/Mofo Falhas de concretagem Lixiviação/Eflorescência
 Corrosão e exposição de armaduras

3.4. Sistema de Drenagem:

- Ausente Obstruído Em funcionamento

3.5. Pilares:

Tipo de Pilar: Isolado Pilar parede

Manifestações Patológicas (Condições Atuais dos Pilares):

- Fissuras/Trincas Infiltração/Umidade Lixiviação/Eflorescência
 Bolor/Mofo Falhas de concretagem
 Corrosão e exposição de armaduras

Anomalias provocadas por flambagem, esmagamento, contraventamento, condições de ligação com as fundações.

Desgaste devido às condições ambientais (erosão hidráulica, meio ambiente agressivo, vibrações, impacto de veículos ou embarcações, proximidade de linha férrea);

3.6. Aparelhos de Apoio:

Ausente Elastoméricos Fixos (Freyssinet) Móveis (rolos met.)

3.7. Guarda-corpo: Ausente Existente

4. ENSAIO DE ESCLEROMETRIA

1º PONTO		
30	32	35
39	42	34
34	32	40

Ponto ensaiado no pilar parede na posição horizontal.

2º PONTO		
32	36	40
38	40	34
32	42	42

Ponto ensaiado no pilar parede na posição horizontal.

3º PONTO		
30	36	38
42	42	36
40	29	38

Ponto ensaiado no pilar parede na posição horizontal.

5. ENSAIO DE POTENCIAL DE CORROSÃO

VALORES DO POTENCIAL DE CORROSÃO				
-177	-234	-204	-278	-258
-156	-287	-297	-289	-247
-189	-249	-238	-267	-197

Ensaio realizado na longarina.

ANEXO B – ENSAIO ESCLEROMÉTRICO

ENSAIO ESCLEROMÉTRICO

Ponte 12 de Setembro (Antiga Ponte Giratória)

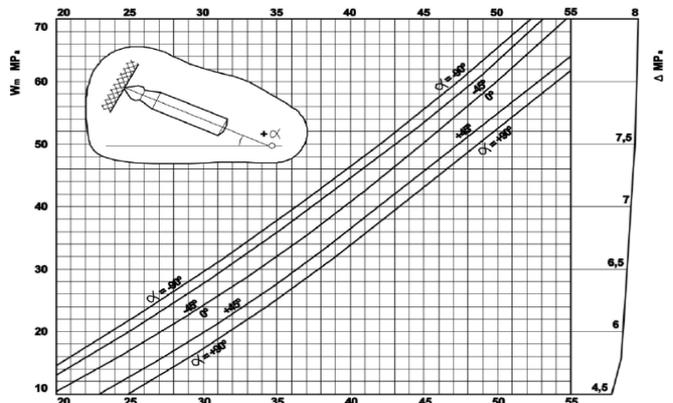
Valores iniciais obtidos no ensaio esclerométricos. Com bases nesses valores foi obtido o primeiro valor médio (Média 1)			
NUM.	PONTO 1	PONTO 2	PONTO 3
1	47,00	40,00	49,00
2	48,00	41,00	48,00
3	47,00	40,00	49,00
4	45,00	40,00	48,00
5	40,00	36,00	50,00
6	43,00	38,00	49,00
7	43,00	40,00	43,00
8	45,00	41,00	47,00
9	45,00	41,00	48,00

Eliminação dos valores fora do intervalo de $\pm 10\%$ e retirado o segundo valor médio (Média 2)			
NUM.	PONTO 1	PONTO 2	PONTO 3
1	47,00	40,00	49,00
2	48,00	41,00	48,00
3	47,00	40,00	49,00
4	45,00	40,00	48,00
5		36,00	50,00
6	43,00	38,00	49,00
7	43,00	40,00	
8	45,00	41,00	47,00
9	45,00	41,00	48,00

Média 1	44,78	39,67	47,89
10%	49,26	43,63	52,68
-10%	40,30	35,70	43,10
Média 2	45,38	39,67	48,50

K = 1

Ponto	IE(M)	Resistência (Mpa)	Análise do concreto
1	45,00	43,50	Boa, superfície dura
2	39,00	32,00	Boa, superfície dura
3	48,00	56,00	Boa, superfície dura



ENSAIO ESCLEROMÉTRICO

Ponte Maurício de Nassau

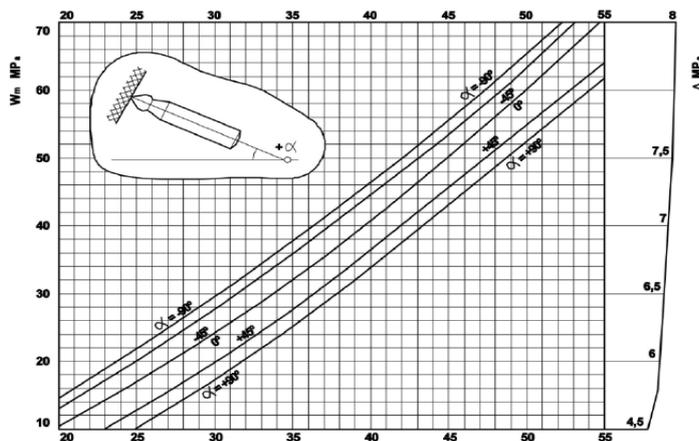
Valores iniciais obtidos no ensaio esclerométricos. Com bases nesses valores foi obtido o primeiro valor médio (Média 1)			
NUM.	PONTO 1	PONTO 2	PONTO 3
1	50,00	48,00	48,00
2	58,00	52,00	42,00
3	52,00	52,00	40,00
4	56,00	58,00	42,00
5	52,00	56,00	48,00
6	50,00	50,00	42,00
7	57,00	53,00	36,00
8	56,00	48,00	40,00
9	52,00	56,00	42,00

Eliminação dos valores fora do intervalo de $\pm 10\%$ e retirado o segundo valor médio (Média 2)			
NUM.	PONTO 1	PONTO 2	PONTO 3
1	50,00	48,00	
2	58,00	52,00	42,00
3	52,00	52,00	40,00
4	56,00		42,00
5	52,00	56,00	
6	50,00	50,00	42,00
7	57,00	53,00	
8	56,00	48,00	40,00
9	52,00	56,00	42,00

Média 1	53,67	52,56	42,22
10%	59,03	57,81	46,44
-10%	48,30	47,30	38,00
Média 2	53,67	51,88	41,33

K = 1

Ponto	IE(M)	Resistência (MPa)	Análise do concreto
1	53,00	66,00	Boa, superfície dura
2	51,00	62,00	Boa, superfície dura
3	41,00	42,50	Boa, superfície dura



ENSAIO ESCLEROMÉTRICO

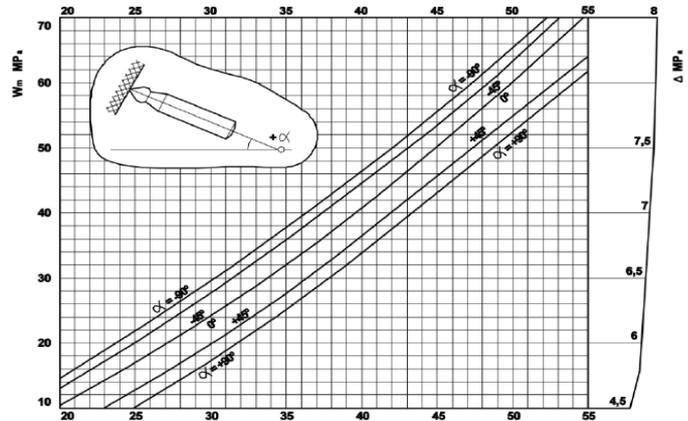
Ponte Princesa Isabel ou Santa Isabel

Valores iniciais obtidos no ensaio esclerométricos. Com bases nesses valores foi obtido o primeiro valor médio (Média 1)			
NUM.	PONTO 1	PONTO 2	PONTO 3
1	36,00	25,00	37,00
2	34,00	30,00	37,00
3	36,00	30,00	30,00
4	46,00	25,00	35,00
5	32,00	30,00	29,00
6	32,00	31,00	37,00
7	30,00	30,00	44,00
8	45,00	29,00	40,00
9	38,00	29,00	39,00

Eliminação dos valores fora do intervalo de $\pm 10\%$ e retirado o segundo valor médio (Média 2)			
NUM.	PONTO 1	PONTO 2	PONTO 3
1	36,00		37,00
2	34,00	30,00	37,00
3	36,00	30,00	
4			35,00
5		30,00	
6		31,00	37,00
7		30,00	
8		29,00	40,00
9	38,00	29,00	39,00

Média 1	36,56	28,78	36,44
10%	40,21	31,66	40,09
-10%	32,90	25,90	32,80
Média 2	-	29,86	37,50

Ponto	IE(M)	Resistência (MPa)	Análise do concreto
1	-	-	-
2	29	23,50	Ruim
3	37	35,50	Satisfatória



ENSAIO ESCLEROMÉTRICO

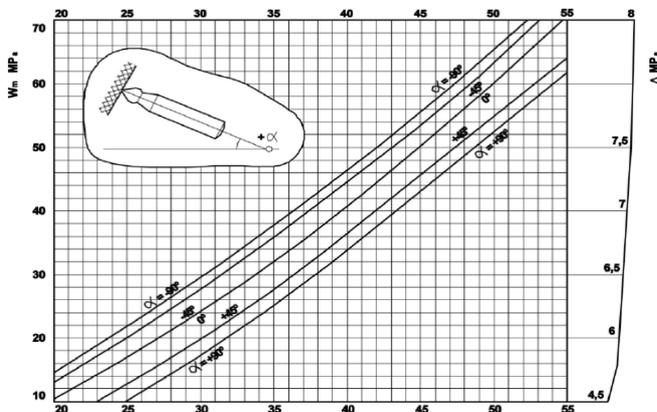
Ponte Engenheiro Antônio de Góes

Valores iniciais obtidos no ensaio esclerométricos. Com bases nesses valores foi obtido o primeiro valor médio (Média 1)			
NUM.	PONTO 1	PONTO 2	PONTO 3
1	36,00	46,00	37,00
2	34,00	46,00	41,00
3	40,00	39,00	38,00
4	44,00	46,00	39,00
5	39,00	43,00	36,00
6	34,00	40,00	36,00
7	45,00	45,00	36,00
8	42,00	46,00	38,00
9	42,00	42,00	38,00

Eliminação dos valores fora do intervalo de $\pm 10\%$ e retirado o segundo valor médio (Média 2)			
NUM.	PONTO 1	PONTO 2	PONTO 3
1	36,00	46,00	37,00
2		46,00	41,00
3	40,00		38,00
4		46,00	39,00
5	39,00	43,00	36,00
6		40,00	36,00
7		45,00	36,00
8	42,00	46,00	38,00
9	42,00	42,00	38,00

Média 1	39,56	43,67	37,67
10%	43,51	48,03	41,43
-10%	35,60	39,30	33,90
Média 2	39,80	44,25	37,67

Ponto	IE(M)	Resistência (MPa)	Análise do concreto
1	39	38,50	Satisfatória
2	44	48,00	Boa, superfície dura
3	37	35,50	Satisfatória



ENSAIO ESCLEROMÉTRICO

Ponte de Afogados

Valores iniciais obtidos no ensaio esclerométricos. Com bases nesses valores foi obtido o primeiro valor médio (Média 1)			
NUM.	PONTO 1	PONTO 2	PONTO 3
1	30,00	32,00	30,00
2	32,00	36,00	36,00
3	35,00	40,00	38,00
4	39,00	38,00	42,00
5	42,00	40,00	42,00
6	34,00	34,00	36,00
7	34,00	32,00	40,00
8	32,00	42,00	29,00
9	40,00	42,00	38,00

Eliminação dos valores fora do intervalo de $\pm 10\%$ e retirado o segundo valor médio (Média 2)			
NUM.	PONTO 1	PONTO 2	PONTO 3
1			
2	32,00	36,00	36,00
3	35,00	40,00	38,00
4		38,00	
5		40,00	
6	34,00	34,00	36,00
7	34,00		40,00
8	32,00		
9			38,00

Média 1	35,33	37,33	36,78
10%	38,87	41,07	40,46
-10%	31,80	33,60	33,10
Média 2	33,40	37,60	37,60

Ponto	IE(M)	Resistência (MPa)	Análise do concreto
1	33	28,50	Satisfatória
2	37	35,50	Satisfatória
3	37	35,50	Satisfatória

