

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO OESTE DA BAHIA
CENTRO DAS CIÊNCIAS EXATAS E DAS TECNOLOGIAS
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**AVALIAÇÃO DE DURABILIDADE DE CONCRETO ARMADO DE PONTE SOBRE
O RIO GRANDE, NA BR-242, NO MUNICÍPIO DE BARREIRAS – BAHIA, POR
MÉTODOS DE ENSAIO NÃO DESTRUTIVOS**

DAYANE GOMES DE VASCONCELOS

**BARREIRAS-BA
SETEMBRO-2017**

DAYANE GOMES DE VASCONCELOS

**AVALIAÇÃO DE DURABILIDADE DE CONCRETO ARMADO DE PONTE SOBRE
O RIO GRANDE, NA BR-242, NO MUNICÍPIO DE BARREIRAS – BAHIA, POR
MÉTODOS DE ENSAIO NÃO DESTRUTIVOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal
do Oeste da Bahia, como requisito parcial à obtenção
do grau de Engenheira Civil.

Orientador: Prof. Dr. Juarez Hoppe Filho

Coorientador: Prof. Me. Elier Pavón de la Fé

BARREIRAS-BA

SETEMBRO-2017

FICHA CATALOGRÁFICA

V331 Vasconcelos, Dayane Gomes de.

Avaliação de durabilidade de concreto armado de ponte sobre o rio Grande, na BR-242, no município de Barreiras – Bahia, por métodos de ensaio não destrutivos. / Dayane Gomes de Vasconcelos. – 2017.

130 f.; il.

Orientador: Prof. Dr. Juarez Hoppe Filho.

Trabalho de Conclusão de Curso: (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Oeste da Bahia. Centro das Ciências Exatas e das Tecnologias, Barreiras, BA, 2017.

1. Pontes de concreto - Materiais de construção. 2. Concreto armado. I. Hoppe Filho, Juarez. II. Universidade Federal do Oeste da Bahia – Centro das Ciências Exatas e das Tecnologias. III. Título.

CDD: 624.2

DAYANE GOMES DE VASCONCELOS

**AVALIAÇÃO DE DURABILIDADE DE CONCRETO ARMADO DE PONTE SOBRE
O RIO GRANDE, NA BR-242, NO MUNICÍPIO DE BARREIRAS – BAHIA, POR
MÉTODOS DE ENSAIO NÃO DESTRUTIVOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal
do Oeste da Bahia, como requisito parcial à obtenção
do grau de Engenheira Civil.

Aprovada em 25 de setembro de 2017.

Banca Examinadora

Orientador:



Prof. Dr. Juarez Hoppe Filho
Universidade Federal do Oeste da Bahia

Coorientador:



Prof. Me. Elier Pavón de la Fé
Universidade Federal do Oeste da Bahia



Prof. Dr. Pedro Cláudio dos Santos Vieira
Universidade Federal do Oeste da Bahia

Ao meu esposo, Alexandre, meu maior incentivador. Aquele com quem compartilho sonhos e conquistas.

AGRADECIMENTOS

Difícil escrever essas singelas linhas de agradecimentos, sem que as lágrimas escorram pelo rosto. Foram muitos momentos vividos até aqui, do riso ao choro, de tudo um pouco. E ao meu lado não poderia haver companheiros melhores.

Agradeço à Deus, pelo dom da vida e por seu amor infinito, sem Ele nada sou.

Ao meu esposo, Alexandre, aquele que divide comigo os planos e sonhos para o futuro, e que não mediu esforços para que essa formação fosse concluída, dedicando a mim atenção e amor incondicional, dando-me forças para continuar.

À minha mãe, Vera, minha base, que certamente orou dias e noites para que Deus estivesse sempre comigo e eu alcançasse o sucesso.

Ao meu pai, Cleber, por toda sabedoria e amor transmitido.

Aos meus irmãos, Darlan e Diogo, por mais difícil que fossem as circunstâncias, sempre tiveram paciência e confiança.

Às minhas tias Cida e Nilda, que tanto ajudaram no início dessa jornada.

Em especial, ao meu orientador, professor Juarez, por toda paciência em transmitir o conhecimento e, tornar essa monografia possível. Ele quem me apoiou desde os primeiros momentos nesta universidade e agora me direcionou para a conclusão deste ciclo. Serei eternamente grata!

Ao meu coorientador, professor Elier, por toda a contribuição e estímulo dados no decorrer deste estudo.

Às minhas queridas amigas Bárbara, Dayara, Carla, Hellen, Laíse e Marla, que não importa a situação, estiveram sempre ao meu lado.

À Juliana, exemplo de companheirismo. Agradeço por todas as conversas e conselhos compartilhados.

À Bianka, por se preocupar e torcer por mim e, por quem tenho enorme admiração.

Aos meus amigos de Salvador, em especial à Éverthon, Andréia, Luanna, Flávia, Flora e Gracielle, pelos momentos maravilhosos que me proporcionaram.

Aos meus amigos de curso, Ranaiane, Érica, Uilian, Jader, Carol, Gleyson, Hindira, Lázaro e Itaylane, vocês tornaram meus dias melhores.

Aos meus amigos da GIHAB, sobretudo a João, pela confiança a mim empregada e, por todo conhecimento compartilhado.

Ao Centro das Ciências Exatas e das Tecnologias (CCET) da Universidade Federal do Oeste da Bahia (UFOB), por ter proporcionado condições de desenvolver este trabalho.

“A felicidade só é real quando compartilhada.”

Christopher McCandless (Alexander Supertramp)

RESUMO

O objetivo deste estudo foi analisar a durabilidade do concreto armado de ponte sobre o Rio Grande, construída na década de 1960 pelo DNER, situada na BR-242, no perímetro urbano do município de Barreiras, Bahia. A inspeção parcial da estrutura foi realizada de forma visual e por meio de esclerometria, carbonatação e potencial de corrosão, sendo estes ensaios não destrutivos. O concreto dos elementos com mesma função estrutural apresentou homogeneidade de resistência à compressão estimada por esclerometria. O ensaio de carbonatação indicou que houve redução do pH até a armadura, indicando a despassivação das barras de aço. Um único ponto inspecionado apresentou região com reserva alcalina, representada pelo hidróxido de cálcio (portlandita), o que significa passivação da armadura. O ensaio de potencial de corrosão, em maior parte dos pontos analisados, representou probabilidade de corrosão intermediária, na iminência de se tornar alta, com predominância de potencial de corrosão na faixa de -200 a -256 mV.

Os resultados gerados a partir de inspeção, indicam que, a ponte em estudo, necessita de reparos nos elementos verificados, em conjunto com novas inspeções de caráter específico, a fim de restabelecer a vida útil de serviço do sistema e, conseqüentemente, conferir adequada durabilidade ao concreto.

Palavras-chave: Ponte; Esclerometria; Carbonatação; Potencial de corrosão.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	19
1.1	Importância do Tema.....	19
1.2	Objetivo	21
1.3	Justificativa	21
2.	REVISÃO DE LITERATURA.....	22
2.1	Aspectos gerais e históricos.....	22
2.1.1	Definições	22
2.1.2	Aceno histórico	22
2.1.3	Sistemas Estruturais de Pontes	26
2.2	Classificação das Pontes	29
2.2.1	Pontes de concreto armado	30
2.2.2	Pontes em Vigas de Alma Cheia	33
2.3	Patologias em Pontes de Concreto Armado.....	35
2.3.1	Despassivação das Armaduras.....	37
2.3.2	Carbonatação.....	39
2.3.3	Corrosão das Armaduras	43
2.4	Inspeções de obras de arte especiais	46
2.4.1	Tipos de inspeção	47
2.4.2	Planejamento de inspeção	49
2.5	Equipamentos e ensaios	49
2.5.1	Ensaio de avaliação da dureza superficial – Esclerômetro de reflexão.....	50
2.5.2	Profundidade de Carbonatação.....	53
2.5.3	Potencial de Corrosão.....	55
2.6	Durabilidade em Estruturas de Concreto	57
3.	MATERIAL E MÉTODOS.....	61
3.1	Objeto de estudo	61

3.2	Macroclima	61
3.3	Métodos.....	64
3.4	Inspeção métrica e visual.....	64
3.5	Ensaio por métodos não destrutivos	66
3.5.1	Ensaio de Esclerometria.....	70
3.5.2	Ensaio de profundidade de carbonatação.....	74
3.5.3	Ensaio de potencial de corrosão.....	76
3.5.4	Ensaio de Porosidade.....	79
4.	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	82
4.1	Inspeção visual, investigação e caracterização da estrutura	82
4.1.1	Manifestações patológicas identificadas.....	89
4.2	Estimativa de resistência à compressão	96
4.3	Profundidade de carbonatação	106
4.4	Potencial de corrosão	112
4.5	Porosidade da argamassa de concreto.....	115
5.	CONCLUSÕES	118
6.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	119
7.	REFERÊNCIAS	120
	ANEXO A – INSPEÇÃO MÉTRICA E VISUAL.....	127
	ANEXO B – COMPARATIVO DA PONTE ANTES E APÓS ALARGAMENTO	128
	ANEXO C – ANOMALIAS IDENTIFICADAS.....	129

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Pontes de pedra utilização até os dias atuais: (a) Fabrício (62 a.C.); (b) Sant'Angelo (134 d.C.); (c) Céstio (365 d.C.).	23
Figura 2 – Ponte Grubenmann, construída em 1758 sobre o Rio Reno, em Schaffhausen, Suíça.	24
Figura 3 – Ponte sobre o Rio Paraíba do Sul, no município de Paraíba do Sul, RJ.	25
Figura 4 – Ponte Presidente Feliciano Sodré, em Cabo Frio – RJ.	26
Figura 5 - Divisão estrutural de uma ponte.	27
Figura 6 – Seção transversal típica de pontes projetadas entre os anos 1946 – 1960.	31
Figura 7 – Seção transversal típica de pontes projetadas entre os anos 1960 – 1975.	32
Figura 8 – Seção transversal típica de pontes projetadas entre os anos 1975 – 1985.	32
Figura 9 – Seção transversal típica de pontes projetadas a partir de 1985.	33
Figura 10 – Seção transversal de tabuleiro em viga (a) com duas longarinas contínuas e; (b) tipo grelha.	34
Figura 11 – Seção transversal de um tabuleiro celular	34
Figura 12 – Diagrama de POURBAIX para o aço.	38
Figura 13 – Influência da umidade relativa na taxa de carbonatação de concreto, supondo que a umidade do concreto está em equilíbrio com a umidade ambiental.	40
Figura 14 - Representação esquemática do mecanismo de carbonatação.	41
Figura 15 – (a) Variação da profundidade de carbonatação com o tempo e com a/c; (b) Influência de a/c na profundidade da carbonatação.	42
Figura 16 - Representação do avanço da frente de carbonatação.	43
Figura 17 - Esforços produzidos que levam a fissuração e ao destacamento do concreto devidos a corrosão das armaduras.	44
Figura 18 - Pilha eletroquímica de corrosão no concreto armado.	46

Figura 19 - Esquema ilustrando o princípio de funcionamento do esclerômetro de reflexão.	51
Figura 20 – Curvas de correlação entre resistência à compressão (MPa) e índice esclerométrico (IE), a partir de equações propostas por diversos autores.	53
Figura 21 – Diagrama de verificação da profundidade de carbonatação por aspersão de solução de fenolftaleína.	54
Figura 22 - Diagramas de verificação da profundidade de carbonatação por aspersão de solução de timolftaleína e amarelo de alizarina.	54
Figura 23 - Esquema para a medida de potencial de corrosão.	57
Figura 24 – Conceituação de vida útil das estruturas de concreto com relação à corrosão das armaduras.	59
Figura 25 – Localização da ponte por imagem de satélite.	61
Figura 26 – Médias climatológicas do município de Barreiras, Bahia, entre os anos de 1986 e 2016.	62
Figura 27 – Umidade relativa do ar de Barreiras (1986-2016).	63
Figura 28 – Velocidade do vento no município de Barreiras, Bahia (1986-2016).	63
Figura 29 – Drone DJI Phantom 3 Advanced e sua tela de informação de operação.	65
Figura 30 – Orientação geográfica da ponte inspecionada sobre o Rio Grande, na BR-242, no município de Barreiras, Bahia.	65
Figura 31 – Nomenclatura adotada para identificar os elementos do sistema da ponte experimentalmente ensaiados.	67
Figura 32 – Localização e identificação dos pontos de realização de ensaios não destrutivos na estrutura da ponte.	68
Figura 33 – Esclerômetro de reflexão SADT HT-225D, com energia de percussão de 2,25 N.m, faixa de medição de 10 a 60 R e precisão de $\pm 0,1R$	70
Figura 34 – Detalhe do procedimento do ensaio de esclerometria (a) Limpeza e regularização da superfície; (b) Demarcação do reticulado; (c) Execução de impacto em ângulo horizontal.	71
Figura 35 – Curva de correlação entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão para o ângulo de impacto de 0° , obtida a partir de dados disponibilizados pelo fabricante do esclerômetro.	73

Figura 36 – Curva de correlação entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão para o ângulo de impacto de 90º, obtida a partir de dados disponibilizados pelo fabricante do esclerômetro.	73
Figura 37 – Detalhe do procedimento de ensaio de determinação da profundidade de carbonatação (a) aspersão da solução de fenolftaleína no sulco do elemento estrutural; (b) coloração da área ensaiada e; (c) verificação da profundidade de carbonatação.	75
Figura 38 – Multímetro utilizado no ensaio de potencial de corrosão realizado por meio de eletrodo de referência de prata/cloreto de prata (Ag/AgCl).	77
Figura 39 – Detalhe do procedimento de ensaio de potencial de corrosão. (a) contato da ponta de medição do multímetro com a barra de aço exposta e; (b) do eletrodo de referência com a superfície do concreto por meio de esponja saturada.	78
Figura 40 – Amostras de concreto da camada de cobrimento das vigas da ponte utilizadas para o ensaio de porosidade de argamassa. (a) Frações de concreto removidas; (b) amostras de argamassa extraídas das frações do concreto para o ensaio de porosidade.	79
Figura 41 – Procedimento de ensaio de porosidade (a) amostras submersas em água para saturação; (b) balança analítica para determinação das massas.	80
Figura 42 – Processo de congelamento da água contida nos poros das amostras de argamassa e sublimação por liofilização. (a) amostras devidamente identificadas para acondicionamento em ultrafreezer; (b) ultrafreezer CPS 10-D; (c) liofilizador LS 3000.	80
Figura 43 - Obra da ponte sobre o Rio Grande, na cidade de Barreiras/BA, na década de 1960.	82
Figura 44 – Seção longitudinal da ponte sobre o Rio Grande.	82
Figura 45 – Imagens aéreas da ponte sobre o Rio Grande, com desenvolvimento planimétrico ortogonal e altimétrico horizontal.	83
Figura 46 – Seção transversal da ponte com tabuleiro laje maciça superior e vigas longitudinais contínuas.	83
Figura 47 – Representação dos conjuntos de pilares, de seção transversal circular, interligados por viga travessa retangular.	84
Figura 48 – Representação das vigas longarinas e transversinas da ponte.	84
Figura 49 – Vigotas em concreto armado sob a laje dos passeios.	85
Figura 50 – Junta de dilatação entre a cabeceira da ponte e o viaduto de acesso.	85
Figura 51 – Aparelho de apoio elastomérico sobre os pilares.	86

Figura 52 – Tubos metálicos do sistema de drenagem das faixas de rolagem.	86
Figura 53 – Travessa de ligação entre os pilares centrais com rachadura angulada e armadura exposta.....	87
Figura 54 - Comparativo entre as seções transversais original, alargamento projetado e alargamento executado.....	88
Figura 55 - Barras de aço na viga longarina, Aço CA-24 de seção circular lisa.....	88
Figura 56 – Dimensões do agregado graúdo constituinte do concreto da ponte.	89
Figura 57 – Representação esquemática das manifestações patológicas identificadas na estrutura da ponte.....	89
Figura 58 – Representação esquemática das manifestações patológicas identificadas nos pilares.	90
Figura 59 – Deslocamento de concreto da camada de cobertura e corrosão da armadura na laje do tabuleiro.....	90
Figura 60 – Baixa espessura da camada de cobertura das armaduras de aço das vigas da ponte.....	91
Figura 61 – Detalhe do sistema de drenagem dos passeios (a) tubo polimérico sem prolongamento; (b) manchas causadas por escoamento da água previamente ao alargamento do tabuleiro.....	92
Figura 62 – Detalhe de manifestação patológica decorrente de sistema de drenagem dos passeios deficiente.	92
Figura 63 – Sistema de drenagem das faixas de rolagem em tubos metálicos, espaços a cada 10 metros.	93
Figura 64 – Pilares do conjunto de apoio intermediário, no primeiro vão da ponte.....	94
Figura 65 – Conjunto central de pilar, no leito do rio, com armadura exposta.....	94
Figura 66 – Neoprene do aparelho de apoio da cabeceira em grau avançado de deterioração.	95
Figura 67 – Junta de dilatação da cabeceira inspecionada, com marcas de escoamento de água e, corrosão do aço nas proximidades.	95
Figura 68 – Região do viaduto de acesso (muro de contenção) com deslocamento e armadura sob corrosão.	96
Figura 69 – Índices esclerométricos e resistências à compressão estimadas médios por zona de ensaio e, média das zonas, para o primeiro vão da viga Longarina A.....	102

Figura 70 – Índices esclerométricos e resistências à compressão estimadas médios por zona de ensaio e, média das zonas, para o primeiro vão da viga Longarina B.....	103
Figura 71 – Índices esclerométricos e resistências à compressão estimadas médios por zona de ensaio e, média das zonas, para o conjunto de Pilares do primeiro vão.	104
Figura 72 – Índices esclerométricos e resistências à compressão estimadas médios por zona de ensaio e, média das zonas, para a Travessa de ligação do conjunto de apoio do primeiro vão.	105
Figura 73 – Índices esclerométricos e resistências à compressão estimadas médios por zona de ensaio e, média das zonas, para a Laje A, externa à viga Longarina A, no primeiro vão da ponte.....	105
Figura 74 – Resultado colorimétrico de aspensão de solução de fenolftaleína, na Zona CA-1, na região interna da viga longarina B.....	107
Figura 75 – Resultado colorimétrico de aspensão de solução de fenolftaleína, na Zona CA-2, na região externa da viga longarina A.	107
Figura 76 – Resultado colorimétrico de aspensão de solução de fenolftaleína, na Zona CA-3, na região interna da viga longarina A.....	108
Figura 77 – Coeficiente de carbonatação do concreto determinado em região passivada na Longarina A da ponte.	109
Figura 78 – Profundidade de carbonatação estimada para os diferentes pontos de ensaio em comparação às espessuras da camada de cobrimento da barra de aço.	110
Figura 79 – Estimativas teóricas de tempo para a despassivação da armadura, obtidos por meio dos coeficientes de carbonatação determinados experimentalmente em um dos pontos de inspeção da ponte.	111
Figura 80 – Resultado colorimétrico de aspensão de solução de fenolftaleína, na Zona CA-4, na região externa da viga longarina B.	111
Figura 81 – Resultado colorimétrico de aspensão de solução de fenolftaleína, na Zona CA-5, na região externa da viga longarina B.	112
Figura 82 – Potencial de corrosão na zona de ensaio CA-1, na região interna da Longarina B, nas faces lateral e inferior da viga.....	112
Figura 83 – Potencial de corrosão na zona de ensaio CA-2, na região externa da Longarina A, nas faces lateral e inferior da viga.....	113

Figura 84 – Potencial de corrosão na zona de ensaio CA-3 (zona passivada), na região interna da Longarina A, nas faces lateral e inferior da viga.	113
Figura 85 – Potencial de corrosão na zona de ensaio CA-4, na região externa da Longarina B, nas faces lateral e inferior da viga.....	113
Figura 86 – Potencial de corrosão na zona de ensaio CA-5, na região externa da Longarina B, nas faces lateral e inferior da viga.....	114
Figura 87 – Porosidade das amostras de argamassa extraídas dos fragmentos de concreto da camada de revestimento das vigas.	116

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resistência característica à compressão para pontes de concreto.....	33
Tabela 2 - Equações propostas por diversos autores para a correlação entre resistência à compressão (MPa) e índice esclerométrico (IE).....	52
Tabela 3 - Nomenclatura adotada para identificar os elementos do sistema da ponte experimentalmente ensaiados.....	66
Tabela 4 – Descrição das zonas de ensaio de Esclerometria.	69
Tabela 5 – Descrição dos pontos de ensaio de carbonatação e potencial de corrosão.	70
Tabela 6 – Faixas de avaliação do potencial de corrosão para o eletrodo de referência de prata/cloreto de prata (Ag/AgCl).....	78
Tabela 7 – Classificação da durabilidade de concreto em função da porosidade.	81
Tabela 8 – Detalhamento das zonas de ensaio de esclerometria, com indicação do quantitativo de resultados excluídos (> 50 R) por extrapolar o limite máximo do equipamento e por apresentar dispersão maior que 10% em relação à média, conforme preconiza a NBR 7584 (2012).	97
Tabela 9 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona E1, ensaiada na face interna da Longarina A.	98
Tabela 10 – Índice esclerométrico individual, correspondente à zona E2, ensaiada na face externa da Longarina A.....	98
Tabela 11 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona E2, ensaiada na externa da Longarina A.....	98
Tabela 12 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona E4, ensaiada na face externa da Longarina B.....	98
Tabela 13 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona E6, ensaiada na face interna da Longarina B.	99

Tabela 14 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona E7, ensaiada na face externa da Longarina B.....	99
Tabela 15 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona E12, ensaiada na face interna da Longarina B.....	99
Tabela 16 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona E8, ensaiada na face do Pilar 1A.....	99
Tabela 17 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona E9, ensaiada na face do Pilar 1A.....	100
Tabela 18 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona E11, ensaiada na face do Pilar 1B.....	100
Tabela 19 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona E10, ensaiada na face inferior da Viga Travessa do conjunto de Pilares 1.....	100
Tabela 20 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona E13, ensaiada na face lateral da Viga Travessa do conjunto de Pilares 1.....	100
Tabela 21 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona E5, ensaiada na Laje adjacente a Viga Longarina B.....	101
Tabela 22 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona E14, ensaiada na Laje adjacente a Viga Longarina A.....	101
Tabela 23 – Resumo dos resultados de ensaios realizados a partir das zonas de CA1 a CA5.....	117

1. INTRODUÇÃO

1.1 Importância do Tema

A área da construção civil, que compreende desde a elaboração de estudos e projetos à execução de grandes obras, está em processo contínuo de aperfeiçoamento, seja sob a ótica dos métodos de projeto empregados, das técnicas construtivas ou ainda dos materiais utilizados. Segundo Medeiros, A. (2015), a evolução dos mecanismos construtivos traz consigo a crescente necessidade de se construir em larga escala, e isso faz com que o uso do concreto armado seja amplamente difundido, tornando-se indispensável para a produção de elementos estruturais.

Embora o homem venha aperfeiçoando técnicas, métodos e materiais e, por consequência, consolidando a tecnologia da construção, ainda há sérias deficiências nesta área de conhecimento, as quais, aliadas a falhas involuntárias, imperícia, deterioração, irresponsabilidade e acidentes, podem gerar desempenho insatisfatório das estruturas, considerando as finalidades a que se propunham (SOUZA E RIPPER, 1998).

Tendo em vista os crescentes problemas de deterioração constatados nas estruturas, as novas necessidades competitivas e as exigências de sustentabilidade no setor da construção civil, nota-se uma predisposição mundial no sentido de privilegiar os aspectos de projeto voltados à durabilidade e à extensão da vida útil das estruturas de concreto armado e protendido (CLIFTON, 1993 *apud* MEDEIROS, *et al.*, 2011).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a durabilidade pode ser definida pela capacidade de resistência que a estrutura oferece às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo engenheiro estrutural e o contratante no início da etapa de elaboração do projeto. É nessa etapa que se deve levar em consideração o nível e os tipos de agressões as quais a estrutura ficará exposta, bem como o programa de manutenções e cuidados a serem tomados para que a vida útil do sistema seja prolongada.

Diante desta problemática, o estudo da durabilidade das estruturas de concreto armado tem estado em evidência e, conseqüentemente, se intensificado e evoluído à medida em que os conhecimentos referentes aos mecanismos de transporte de líquidos e gases para o interior do concreto foram melhor compreendidos no tocante às suas conseqüências como, por exemplo, os processos de fissuração que facilitam a penetração de CO₂, que se propaga através da interconectividade dos poros do material reagindo com

os compostos do cimento hidratado diminuindo o pH do concreto, podendo ocasionar despassivação das armaduras (MEDEIROS, A., 2015; RAISDORFER, 2015a).

Entre as muitas obras estruturais, as pontes, elementos constituintes da infraestrutura das rodovias federal, estadual ou municipal, mesmo que em sua maioria não sejam grandiosas, é parte indispensável para o desenvolvimento de qualquer região do ponto de vista econômico e social, uma vez que o sistema rodoviário é o principal modal de transporte brasileiro, e devem assegurar a livre locomoção das populações, bem como o transporte de mercadorias, insumos agrícolas e ainda o escoamento da produção.

Assim como em obras de edificações, em obras de arte da infraestrutura viária, as estruturas de concreto são utilizadas em larga escala e, desse modo, é primordial que exista, dentre outros fatores, a preocupação com a durabilidade. No entanto, no Brasil, a deficiência de políticas e estratégias direcionadas para a conservação das obras públicas faz com que significativa quantidade de pontes existentes na malha rodoviária, muitas delas construídas há várias décadas, estejam atualmente em precárias condições estruturais e funcionais, gerando riscos aos usuários e prejuízos ao setor produtivo nacional, o qual é bastante dependente do transporte rodoviário (VITÓRIO, 2015).

De acordo com Lemos (2005), o que acontece, em boa parte dos casos, é um quase ou total abandono das estruturas de obras de arte especiais, chegando a atingir um alto grau de deterioração para, então, viabilizar a recuperação, gerando assim um custo alto se comparado às manutenções preventivas e pequenos reparos.

A garantia de maior vida útil e de satisfatórios desempenhos estrutural e funcional só serão obtidos através de uma adequada manutenção que, por sua vez, deverá fazer parte de um processo mais amplo de gestão, o qual identifique, por meio de vistorias periódicas, as avarias existentes, diagnosticando-as e indicando as ações de recuperação (VITÓRIO, 2005).

O método mais econômico de assegurar a durabilidade de uma estrutura e prolongar a sua vida útil é dotá-la de uma sistemática rotina de manutenção e de reparos. Para tanto, é necessário planejar essas ações a partir de inspeções previamente realizadas.

Neste contexto, Mazer (2012) sugere para a avaliação de uma estrutura já pronta, a utilização de ensaios não destrutivos. Estes ensaios podem auxiliar o profissional no diagnóstico das manifestações patológicas apresentadas pela construção e, segundo Medeiros, A. (2015), deve-se realizar avaliações quanti-qualitativa do grau de deterioração

dessas estruturas, na busca de verificar as condições de durabilidade e estimar, com eficiente precisão, a vida útil expressa em anos, direcionando a resultados embasados não somente em critérios subjetivos.

1.2 Objetivo

O objetivo deste estudo é avaliar, por meio de ensaios não destrutivos, o concreto armado de ponte sobre o Rio Grande, na BR-242, no município de Barreiras, Bahia, buscando analisar sua durabilidade.

1.3 Justificativa

Na Bahia, mais precisamente na cidade Barreiras, no Km 794 da rodovia BR-242, está localizada a ponte sobre o Rio Grande. Construída na década 1960 pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), a obra de arte teve como objetivo integrar a rodovia, que seria posteriormente construída, vindo a se tornar um dos principais acessos ao município. Atualmente, o município é considerado um importante entroncamento rodoviário entre o Norte, o Nordeste e o Centro-Oeste do país (BARREIRAS, 2016).

A região do extremo Oeste baiano, formada pela união de 24 municípios agrupados em três microrregiões, é uma das que mais crescem e impulsionam o desenvolvimento da economia do Estado. Graças à privilegiada bacia hidrográfica, à topografia plana e ao clima com estações definidas, o setor agrícola foi alavancado, tornando-se a segunda maior região produtora de grãos do país, tendo a BR-242 importante papel no desenvolvimento socioeconômico da região, uma vez que é a principal rota de escoamento da produção agrícola. Tendo em vista o intenso fluxo de veículos diariamente sobre a ponte, o tempo em que essa obra já está exposta à agressividade do meio ambiente (± 50 anos) e também à ausência ou ineficiência de vistorias rotineiras e manutenção preventiva, surgiu a intenção em avaliar as condições da obra em relação à durabilidade do concreto, a fim de contribuir com registro histórico relacionado ao estado atual da ponte através da identificação e análise de manifestações patológicas apresentadas em alguns elementos estruturais.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Aspectos gerais e históricos

2.1.1 Definições

De maneira geral, uma obra destinada a manter a continuidade de uma via, transpondo um obstáculo natural ou artificial, pode ser definida como uma ponte (FREITAS, 1978; PFEIL, 1979). Na literatura técnica pode-se encontrar classificações mais específicas para as pontes, que levam em consideração diversos fatores como, por exemplo, o traçado, a seção transversal, o número de vãos, os materiais constituintes, o obstáculo transposto, a natureza de tráfego, entre outros.

A NBR 7188 (ABNT, 2013) define ponte como uma estrutura utilizada para transpor um obstáculo, sujeita à ação de cargas em movimento, com posicionamento variável, chamada de carga móvel.

Para Debs e Takeya (2003) e Marchetti (2008), ponte seria uma estrutura destinada a transpor um obstáculo constituído por um curso d'água ou outra superfície líquida. A obra destinada a transpor um vale ou uma via seria então denominada de viaduto. Independente da classificação, a concepção estrutural de ambos é semelhante em quase todo o conjunto, com diferenças significativas apenas na infraestrutura.

Todas as obras indispensáveis à implantação de uma estrada, tais como pontes, viadutos, bueiros, muros de arrimo, entre outras, são tecnicamente consideradas obras de arte. As obras de arte são segmentadas em comuns ou correntes, as quais abarcam os bueiros e muros de arrimo, e as especiais, conhecidas pela sigla OAE (obras de arte especiais), cuja finalidade é vencer obstáculos geográficos ou viários, tais como as pontes e os viadutos (BEZERRA, 2008 *apud* MILANI, 2010).

2.1.2 Aceno histórico

Desde a remota antiguidade, quando as populações começaram a se agrupar em comunidades e apareceram as primeiras preocupações em se encontrar meios para a travessia de rios, riachos e vales, surgiram as pontes e mais tarde os viadutos (PINHO E BELLEY, 2007).

De acordo com Santos (2008), ao longo da história, os materiais utilizados nas construções de pontes eram os existentes em cada época. Durante milhares de anos, as

pontes foram realizadas em madeira, fibras naturais e pedras, algumas delas ainda existentes e em serviço. No entanto, segundo Mattos (2001), essas estruturas possuíam limitações, principalmente tratando-se da capacidade para vencer grandes vãos e rios com muita profundidade. Com o passar do tempo, os sistemas estruturais, função das propriedades mecânicas dos materiais, progrediram com a implementação de tecnologias e criação de materiais com melhor qualidade e dimensões, o que permitiu o aumento da capacidade de transpor obstáculos cada vez maiores e a execução de pontes que representam marcos da evolução da engenharia moderna (MATTOS, 2001; SANTOS, 2008).

De forma resumida, tem-se, a seguir, em ordem cronológica, a descrição das pontes a partir dos materiais empregados na sua construção:

I. Pontes de pedra:

A partir de estudos de registros históricos existentes, Pinho e Belley (2007) afirmam que as mais antigas pontes de pedra foram construídas em Roma, utilizando a técnica dos arcos herdada dos etruscos¹. Existem em toda a Europa inúmeras pontes, sendo que as mais antigas estão situadas em Roma e algumas continuam servindo à população local até os dias atuais, a exemplo: Fabrício (62 a.C.), Sant'Angelo (134 d.C.) e Céstio (365 d.C.). Arquétipos clássicos desta técnica são apresentados na Figura 1.

Figura 1 – Pontes de pedra utilização até os dias atuais: (a) Fabrício (62 a.C.); (b) Sant'Angelo (134 d.C.); (c) Céstio (365 d.C.).



Fonte: (a) <https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_Fabrício>; (b) <https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_de_Santo_Ângelo>; (c) <https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_Céstio>, acesso em agosto de 2017.

¹ Os Etruscos eram um aglomerado de povos que viveram na península itálica na região a sul do Arno e a norte de rio Tibre.

II. Pontes de madeira:

Assim como a pedra, a madeira tem sido empregada desde a antiguidade, inicialmente com arranjos estruturais com uso de cordas e cipós.

Com relação às pontes de madeira, há notícias de que os romanos as usaram para vencer a travessia de rios largos, como o Reno e o Danúbio (PINHO e BELLEY, 2007). Pode-se citar como exemplo uma das pontes de Grubenmann em Schaffhausen, na Suíça, construída em 1758, sobre o rio Reno, com vãos de 52,0 e 59,0 m (Figura 2).

Figura 2 – Ponte Grubenmann, construída em 1758 sobre o Rio Reno, em Schaffhausen, Suíça.



Fonte: <https://de.wikipedia.org/wiki/Rheinbrücke_Schaffhausen-Feuerthalen>, acessado em agosto 2017.

III. Pontes metálicas:

Santos (2008) relata que as primeiras pontes metálicas surgiram com a Revolução Industrial, no século XVIII, quando foi difundido o uso intensivo do ferro fundido e, posteriormente, do aço. A utilização do aço possibilitou às estruturas maior leveza e atendimento de maiores vãos (ROSENBLUM, 2009).

Embora as primeiras pontes metálicas tenham surgido no fim do século XVIII, em ferro fundido, foi a partir da metade do século seguinte, com o desenvolvimento das ferrovias, que produziam cargas bem mais elevadas que as que ocorriam até então, é que se difundiu o emprego do aço na construção das pontes (LEONHARDT, 1979).

Segundo Rosenblum (2009), no Brasil a primeira ponte rodoviária em ferro fundido foi construída em 1857, que é a ponte sobre o rio Paraíba do Sul (Figura 3) na cidade de mesmo nome, no Estado do Rio de Janeiro, com cinco vãos de 30 metros, em treliça arqueada, com largura de 6 metros. Após reforma executada em 1981, esta ponte encontra-se em serviço até os dias atuais, servindo apenas para carros de passeio e ônibus.

Figura 3 – Ponte sobre o Rio Paraíba do Sul, no município de Paraíba do Sul, RJ.



Fonte: <https://pt.wikipedia.org/wiki/Paraíba_do_Sul>, acesso em agosto 2017.

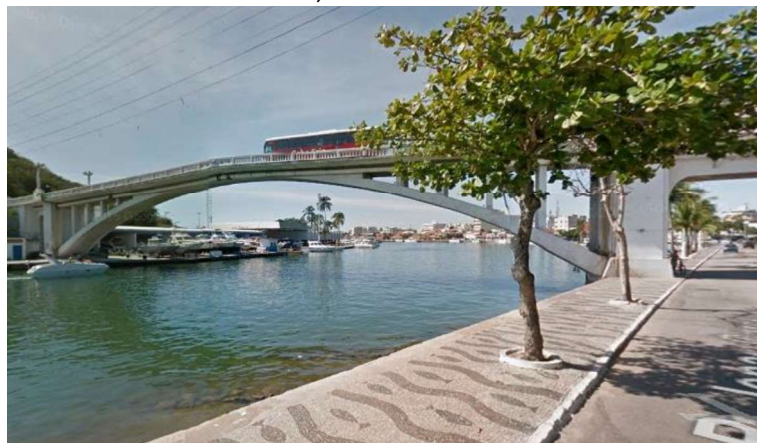
IV. Pontes de concreto armado:

No decorrer no século XIX surge o cimento Portland e, conseqüentemente, o concreto com resistência aceitável para aplicação em estruturas de engenharia civil, originando as pontes de concreto (SANTOS, 2008).

De acordo com Leonhardt (1979), as primeiras pontes em concreto apareceram no início do século XX. Eram pontes em arco tri-articulado, com o concreto simples substituindo a pedra. Embora já se empregasse o concreto armado na execução do tabuleiro das pontes de concreto simples, segundo Debs e Takeya (2003), foi a partir de 1912 que começaram a ser construídas as pontes de viga e de pórtico em concreto armado, com vãos de até 30 metros. Mitre (2005) relaciona o aumento da resistência à compressão do concreto, ao longo do último século, com o rápido aparecimento de pontes com vãos cada vez maiores e com sistemas construtivos e estruturais diversos.

No Brasil, a primeira ponte em concreto armado foi construída em 1908, com vão de 9 metros, executada no Rio de Janeiro - RJ. No ano de 1910, em São Paulo - SP, construiu-se uma ponte com 28 metros de comprimento na Av. Pereira Rebouças, sobre o Ribeirão dos Machados. Em 1926, em Cabo Frio - RJ, foi inaugurada a Ponte Presidente Feliciano Sodré (Figura 4), com arco de 67 metros de vão, em serviço até os dias atuais (BASTOS, 2006).

Figura 4 – Ponte Presidente Feliciano Sodré, em Cabo Frio – RJ.



Fonte: Google Maps, acesso em agosto 2017.

V. *Pontes de concreto protendido:*

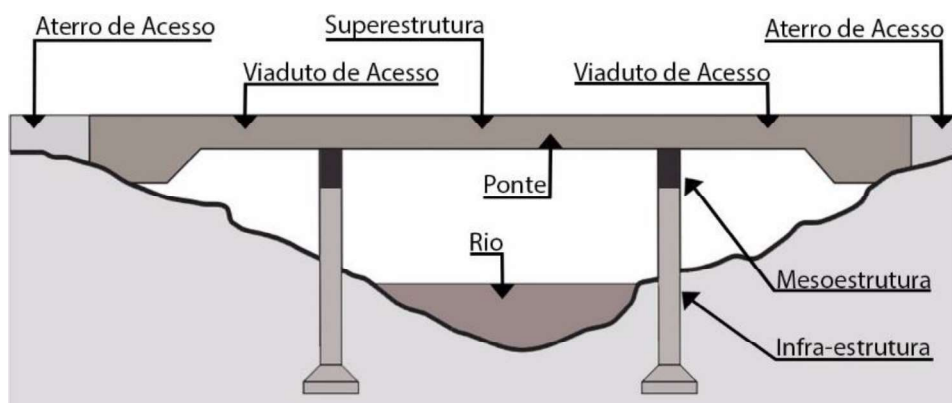
Embora as primeiras pontes em concreto protendido tenham sido feitas a partir de 1938, foi após a Segunda Guerra Mundial que o concreto protendido começou a ser empregado com grande frequência, por causa da necessidade de se reconstruir rapidamente um grande número de pontes destruídas durante a guerra (LEONHARDT, 1979).

2.1.3 *Sistemas Estruturais de Pontes*

Os elementos estruturais constituintes das pontes são classificados em dois ou três grandes grupos, a depender de cada autor. Leonhardt (1979), por exemplo, divide a estrutura da ponte apenas em superestrutura e infraestrutura. A superestrutura contempla o tabuleiro e as vigas principais e secundárias, sendo que os pilares, os encontros e apoios, junto com as fundações, constituem a infraestrutura.

Marchetti (2008) e Pfeil (1979) desmembram os elementos de uma ponte em três grupos: superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura, conforme apresentado na Figura 5.

Figura 5 - Divisão estrutural de uma ponte.



Fonte: Adaptado de Marchetti (2008).

As pontes, geralmente são compostas por tabuleiro, aparelhos de apoio, vigas principais e secundárias, pilares, encontros e fundações. O tabuleiro recebe as cargas dos veículos e pedestres e as transfere para as vigas, que as transmitem para os pilares; por sua vez, os pilares recebem as cargas verticais e horizontais da superestrutura, transferindo-as para as fundações, que as conduzem para o terreno (MILANI, 2010).

Para Gorges (2005), o tabuleiro de uma ponte deve satisfazer os padrões estabelecidos para a via da qual faz parte. Basicamente, esses padrões dizem respeito à segurança, velocidade, conforto e capacidade de tráfego, governando características tais como a seção transversal do tabuleiro, alinhamento horizontal e vertical, e sistemas de drenagem, iluminação e de proteção ao tráfego.

Em um projeto, a preocupação primária é com a eficiência estrutural da ponte. Para Gorges (2005), um projeto estrutural eficiente ajuda a reduzir o custo inicial e de manutenção de uma ponte, e também contribui com a funcionalidade, através do aumento de sua vida útil e evitando interrupções no tráfego devido à manutenção.

1. Infraestrutura

Também denominada de fundação, é a parte da ponte por meio da qual são transmitidos ao terreno de implantação da obra, rocha ou solo, os esforços recebidos da mesoestrutura. Constituem a infraestrutura os blocos, as sapatas, as estacas, os tubulões, etc., assim como as peças de ligação de seus diversos elementos entre si, e destes com a mesoestrutura como, por exemplo, os blocos de cabeça de estacas e vigas de enrijecimento desses blocos (PFEIL, 1979).

II. Mesoestrutura

À mesoestrutura corresponde a função de transmitir ou conduzir as cargas provenientes da superestrutura para as fundações. É composta por aparelhos de apoio, pilares, travessas e encontros (MEDEIROS, A., 2015).

Os apoios são elementos estruturais cuja finalidade é fazer chegar às fundações as reações da superestrutura. Estes apoios subdividem-se em vãos parciais a extensão total da ponte. A morfologia dos apoios compreende pilares-parede, pórticos, paliçadas², pilares únicos ou apoios em T e porres (GORGES, 2005).

Segundo Medeiros, A. (2015), os aparelhos de apoio são peças de transição entre os vigamentos principais e os pilares ou encontros, transmitindo as reações de apoio oriundas de diversas ações, permitindo, ao mesmo tempo, os inevitáveis movimentos das vigas provocados por variações de temperatura ou outras causas. Esses elementos podem ser classificados em fixos, móveis e elastoméricos. Normalmente, são confeccionados em aço (rolos ou esferas metálicas e placas de chumbo), concreto (ligação monolítica) ou fretado, construído por empilhamento alternado de camadas de elastômero e de chapas de aço aderidas entre si durante a vulcanização (Neoprene), sendo este último, por exemplo, um apoio articulado linear, com rotações e deslocamentos em todas as direções.

Os encontros são elementos de ligação entre a ponte e a rodovia que, além de receberem as cargas provenientes da superestrutura, fazem a contenção dos aterros nas extremidades da obra.

III. A superestrutura

Por superestrutura entende-se a parte da ponte destinada a vencer o obstáculo e receber diretamente as cargas do tráfego, ou seja, é o elemento de suporte do estrado por onde se trafega; assim, é a parte útil da obra. É dividida em estrutura principal (vigas e longarinas) e secundária (tabuleiro ou estrado composto por laje, tábuas ou chapas metálicas) (MENDES, 2003; MARCHETTI, 2008; MILANI 2010).

Os elementos de superestrutura podem variar de acordo com o tipo de seção transversal escolhida. A escolha do esquema empregado depende de diversas variáveis, dentre elas pode-se destacar o tipo de obstáculos, condições de terreno, tipos de tráfego,

² Paliçada: Estacada de varas ou troncos fincados no solo, ligados entre si.

condições de estética, restrições na altura da construção, materiais empregados, dimensão do vão (LEONHARDT, 1979; MENDES, 2003; MEDEIROS, A., 2015).

2.2 Classificação das Pontes

As pontes podem ser classificadas de diversas maneiras, sendo as mais comuns quanto à finalidade, quanto ao material com que são construídas, quanto ao tipo estrutural, quanto ao tempo de utilização e quanto à fixidez ou mobilidade do estrado (PFEIL, 1979).

Dentre os vários critérios de classificação encontrados na literatura, no presente estudo trataremos de apenas alguns, dando-se ênfase nos aspectos encontrados na ponte analisada.

Segundo Mattos (2001), quanto à utilização, as pontes podem ser classificadas em rodoviárias, ferroviárias, para pedestres (passarelas), aquedutos, oleodutos, entre outros. Tratando-se dos materiais, elas podem ser de madeira, que atualmente são mais utilizadas como obras provisórias, de pedra, de concreto armado ou protendido, de aço ou mistas. Estas últimas são normalmente compostas pela associação do concreto com o aço ou com a madeira. Quanto ao tipo estrutural, as pontes podem ser em laje, em arcos ou abóbadas, em vigas retas de alma cheia ou vazada (treliças), em quadros rígidos, pênséis (suspensas) ou estaiadas.

Debs e Takeya (2003) classificam as pontes, segundo o desenvolvimento planimétrico do traçado, em curvas ou retas, podendo essas serem esconsas ou ortogonais. As pontes curvas são aquelas que apresentam o eixo, em planta, curvo. Já as pontes retas, como o próprio nome diz, são aquelas que apresentam eixo reto. Em função do ângulo que o eixo da ponte forma com a linha de apoio da superestrutura, estas pontes podem ser divididas em ortogonais (quando este ângulo é de 90°), e esconsas (quando este ângulo é diferente de 90°).

Quanto ao desenvolvimento altimétrico, Debs e Takeya (2003) classificam as pontes em retas, com tabuleiro horizontal ou em rampa, e curvas, com tabuleiro côncavo ou convexo.

Tratando-se da posição do tabuleiro, podem ser classificadas em ponte com tabuleiro superior, tabuleiro intermediário ou com tabuleiro inferior. As pontes com tabuleiro superior recebem também a denominação de pontes com tabuleiro normal, e as pontes

com tabuleiro intermediário e inferior são também chamadas de pontes com tabuleiro rebaixado (DEBS E TAKEYA, 2003).

2.2.1 Pontes de concreto armado

Debs e Takeya (2003) afirmam que as pontes de concreto podem ser executadas pelos métodos construtivos sucintamente descritos a seguir:

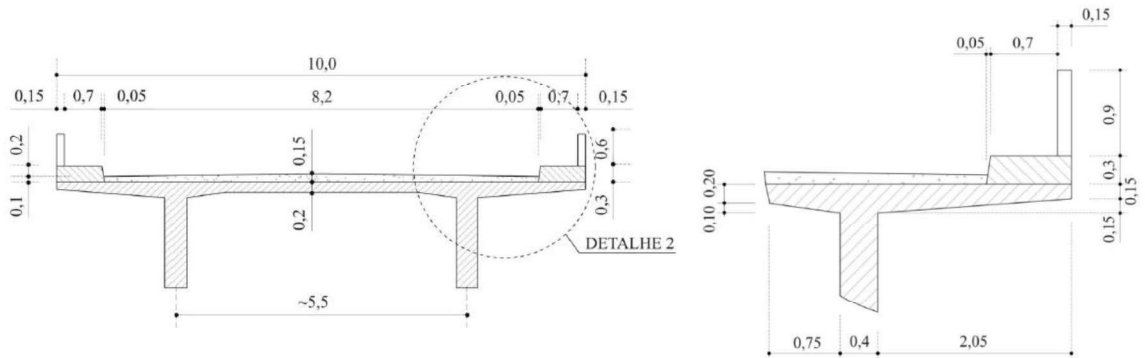
- Com concreto moldado no local – é a denominação para o tipo tradicional de execução de concreto armado, e que consiste na concretagem da superestrutura no local, com o emprego de fôrmas apoiadas em cimbramento fixo;
- Com elementos pré-moldados – consiste no lançamento de vigas pré-moldadas por meio de dispositivo adequado, seguido da aplicação de parcela adicional de concreto moldado no local, em fôrmas que se apoiam nas vigas pré-moldadas, eliminando, ou reduzindo drasticamente, o cimbramento;
- Com balanços sucessivos – em linhas gerais, é feita a partir dos pilares, em segmentos; a fôrma para a moldagem de cada segmento é sustentada pelo segmento anterior, sendo, portanto, necessário que o concreto desse segmento anterior esteja com a resistência adequada. Também, neste caso, elimina-se ou reduz-se drasticamente o cimbramento.
- Com deslocamentos progressivos – consiste na execução da ponte em segmentos, em local apropriado junto à cabeceira da ponte; à medida que o concreto de cada segmento vai adquirindo a resistência adequada, a ponte é progressivamente deslocada para o local definitivo, também eliminando, ou reduzindo drasticamente, o cimbramento. Existe também a alternativa de se fazer estes segmentos pré-moldados.

Para Stucchi (2006), todos os métodos construtivos se aplicam bem às obras de concreto. O autor diz ainda que as grandes vantagens do concreto são a durabilidade (porém, manutenção é sempre necessária), a resistência ao fogo e à compressão e a liberdade de escolha da forma. As desvantagens são a falta de resistência à tração, a retração e a fluência.

As principais Normas Técnicas associadas à elaboração de pontes rodoviárias em concreto armado são:

Já as pontes das rodovias federais construídas entre 1960 e 1975 foram projetadas com as normas NB-1/1960, NB-2/1960 e NB-6/1960, e tinham como seção transversal típica a apresentada na Figura 7.

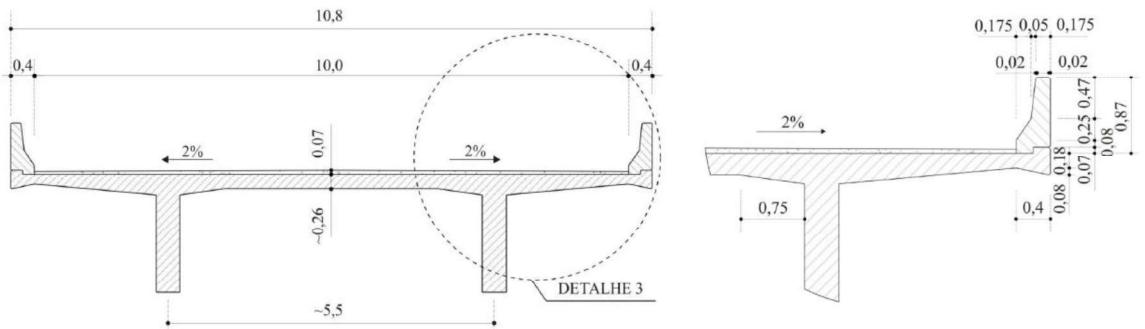
Figura 7 – Seção transversal típica de pontes projetadas entre os anos 1960 – 1975.



Fonte: Mendes (2009).

No período 1975 e 1985, as pontes foram projetadas com as normas NB-1/1978, NB-2/1960 e NB-6/1960, e tinham como seção transversal típica a apresentada na Figura 8. O padrão de carregamento correspondia ao mesmo do período anterior.

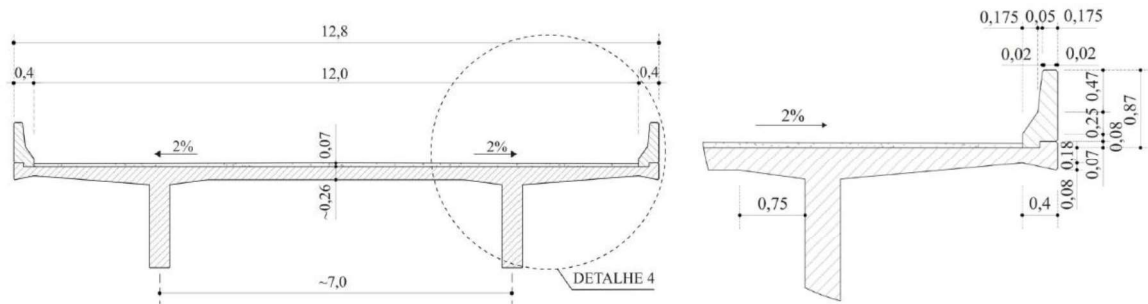
Figura 8 – Seção transversal típica de pontes projetadas entre os anos 1975 – 1985.



Fonte: Mendes (2009).

A partir de 1985 foram projetadas com as normas NB-1/1978, NB-2/1987 e NB-6/1982, e tinham como seção transversal típica a apresentada na Figura 9.

Figura 9 – Seção transversal típica de pontes projetadas a partir de 1985.



Fonte: Mendes (2009).

Segundo Milani (2010), o concreto utilizado na construção das obras de pontes deve ser medido e controlado conforme indicações da NBR 6118 (2014) da ABNT e no Manual de Construção de Obras de Arte Especiais do DNIT, devendo o projeto especificar a resistência à compressão e as características mínimas necessárias para atender a todas as fases de solicitações e nas idades previstas para sua ocorrência.

De acordo com Stucchi (2006), os concretos comumente utilizados nas pontes atendem as especificações apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 - Resistência característica à compressão para pontes de concreto.

Concreto	Resistência
Armado	f_{ck} de 20 a 25 MPa
Protendido	f_{ck} de 20 a 25 MPa
Leve	$\gamma = 1,5 \text{ tf/m}^3 \ll 2,5 \text{ tf/m}^3$
Alta resistência (CAR)	f_{ck} de 40 a 100 MPa

Fonte: Stucchi, 2006.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define também parâmetros como espessura mínima de cobrimento, qualidade, drenagem adequada e proteções adicionais em obras ou elementos expostos à agressividade do ambiente. O conhecimento sobre os materiais, processos de deterioração, modelos de previsão de vida útil e o atendimento das prescrições da norma, contribuirá para a durabilidade, economia e segurança das obras (SAHUINCO, 2011).

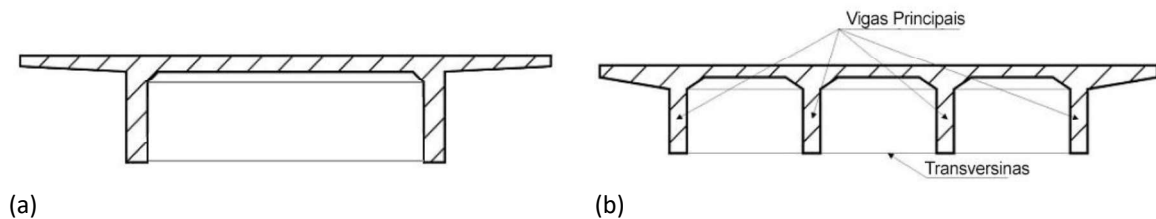
2.2.2 Pontes em Vigas de Alma Cheia

De acordo com afirmações feitas por Pfeil (1979), as vigas de concreto podem ser simplesmente apoiadas ou contínuas, com ou sem rótulas intermediárias, sendo que as rótulas são geralmente constituídas por dentes nas vigas. Sartorti (2008) afirma que as

vigas moldadas *in loco* podem, ainda, ter seção em forma retangular, “T”, “L” invertido ou caixão.

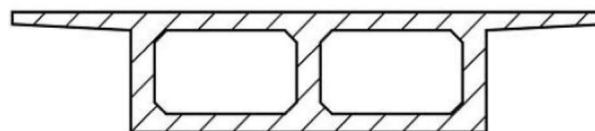
Este sistema estrutural possui vigamentos suportando o tabuleiro. As vigas principais são denominadas de longarinas e normalmente são introduzidas transversinas para aumentar a rigidez do conjunto. Quando a seção transversal é feita com vigas sem laje inferior, pode-se adotar transversinas intermediárias além das transversinas de apoio (Figura 10). Quando a seção transversal é feita em caixão celular (Figura 11) não é necessário ter-se transversinas intermediárias em função da grande rigidez à torção do conjunto. Quando a obra não termina em encontros, a transversina extrema possui características particulares, substituindo o encontro na função de absorver os empuxos dos aterros de acesso, sendo normalmente denominada de cortina (MATTOS, 2001).

Figura 10 – Seção transversal de tabuleiro em viga (a) com duas longarinas contínuas e; (b) tipo grelha.



Fonte: (a) Autor; (b) Vitório, 2002.

Figura 11 – Seção transversal de um tabuleiro celular



Fonte: Vitório, 2002.

Mason (1977) *apud* Lencioni (2005) afirma que em pontes de concreto armado de maiores vãos, empregam-se usualmente superestruturas celulares, não inexistindo uma divisão nítida de elementos como ocorre em uma estrutura em grelha. A seção transversal da ponte é composta por lâminas solidárias entre si, sendo a laje tabuleiro uma dessas lâminas. Isso torna a estrutura um conjunto rígido à torção.

2.3 Patologias em Pontes de Concreto Armado

O termo patologia é empregado na engenharia civil quando ocorre perda ou queda de desempenho de um produto ou componente da estrutura (ANDRADE e SILVA, 2005).

Nas palavras de Souza e Ripper (1998), designa-se genericamente por patologia das estruturas o novo campo que se ocupa do estudo das origens, formas de manifestação, consequências e mecanismos de ocorrência das falhas e dos sistemas de degradação das estruturas.

Como descreve Andrade e Silva (2005), em uma estrutura, um sintoma, para ser considerado patológico, deve comprometer algumas das exigências de construção, seja de capacidade mecânica, funcional ou estética. Nesse sentido, percebe-se que existe uma forte relação entre a patologia e o desempenho da edificação, na medida em que a sua avaliação é dependente do comportamento da estrutura em uso.

De acordo com França *et al.* (2011), a patologia nas edificações se dedica ao estudo de anomalias ou problemas da edificação e as alterações anatômicas e funcionais causadas na mesma. Para Cánovas (1988) *apud* Milani (2010), em alguns casos, tão somente com a visualização, é possível estabelecer o diagnóstico das patologias. Em outros, porém, o problema é complexo, sendo necessário verificar o projeto; investigar as cargas a que foi submetida a estrutura; analisar detalhadamente a forma como foi executada a obra e, inclusive, como esta patologia reage diante de determinados estímulos.

Para Machado (2002) *apud* Milani (2010), é correto destacar que o objetivo principal do estudo da patologia das estruturas é encontrar explicações técnicas e científicas para as anomalias encontradas no comportamento das estruturas. Isso pode ocorrer durante a sua construção ou em sua fase de serviço, e a identificação das suas consequências em relação à segurança e à confiabilidade da obra, permite que se tome uma decisão correta e segura quanto à utilização posterior das estruturas em análise.

Andrade e Silva (2005) afirmam que a análise da patologia é função também de dois aspectos essenciais: tempo e condições de exposição, o que a associa aos conceitos de durabilidade, vida útil e desempenho da estrutura.

Conforme apresenta o manual proposto pela RILEM³ (1991) *apud* DNIT IPR 744 (2010), pode-se classificar as causas de deterioração das pontes de concreto armado em cinco grandes grupos:

- Fatores intrínsecos - intimamente ligados à estrutura. A idade e a qualidade do concreto são os principais fatores intrínsecos. A qualidade dos agregados, aditivos e adições e, principalmente, a relação água/cimento influenciam diretamente na qualidade do concreto.
- Fatores resultantes do tráfego rodoviário - de natureza externa e são resultantes da utilização da estrutura. Muitas pontes não estão preparadas para suportar a evolução dos veículos, os quais sofreram um acréscimo de carga e velocidade, enquanto a distância entre seus eixos foi reduzida.
- Fatores ambientais - de natureza climática ou atmosférica. Variações sazonais e diárias de temperatura, tempestades e pressão do vento, além dos efeitos causados por atividade humana, tais como poluição atmosférica, chuva ácida, águas poluídas por produtos químicos, dos rios e subterrâneas.
- Fatores resultantes do tipo e intensidade da manutenção - na maioria das vezes, este é o fator decisivo que influencia a durabilidade das pontes. A manutenção, seja ela preventiva ou corretiva, é um fator decisivo na durabilidade.
- Fatores correlacionados à atividade humana – subdivido em fatores objetivos, que são independentes da atividade humana no domínio da engenharia de pontes; e fatores subjetivos, que são dependentes da atividade humana, na engenharia de pontes e em outros domínios.

As patologias verificadas em pontes e viadutos tem natureza variada e, quando não tratadas adequadamente, comprometem a funcionalidade da estrutura. Uma possível explicação para o desenvolvimento de patologia em uma estrutura é a ocorrência de falhas e incorreções em uma das etapas de construção (LOURENÇO, 2009).

Segundo Brandão (1998), podem-se distinguir os processos de deterioração do concreto como mecânicos, químicos, desencadeados por processos físicos, biológicos ou ainda, eletroquímicos.

³ Réunion International des Laboratoires d'Essais et des Recherches sur les Matériaux et les Constructions (Encontro Internacional de Laboratórios de Testes e Pesquisa sobre Materiais e Construções).

Dentre os principais fatores de degradação do concreto armado, Araújo (2014) destaca: reações eletroquímicas – responsáveis pela liberação de óxidos de ferro, de natureza expansiva, rompendo o revestimento e expondo a armadura à corrosão; desgastes mecânicos – originado pelo atrito veicular, assim como por choques mecânicos, promovendo uma fragilidade adicional à estrutura, como o desgaste superficial de um pavimento rígido; lixiviação do concreto – a dissolução e o transporte do hidróxido de cálcio $[Ca(OH)_2]$ da matriz hidratada pela presença de água, juntamente com o CO_2 da atmosfera, provoca a aparição de eflorescências na superfície do material; carbonatação – o CO_2 da atmosfera dissolvido na água dos poros do concreto ao reagir com o $Ca(OH)_2$ reduz o pH do meio, causando a despassivação da armadura e iniciando a corrosão; expansões térmicas e retração – fenômenos que causam a fissuração do concreto devido ao impedimento da contração livre do elemento estrutural.

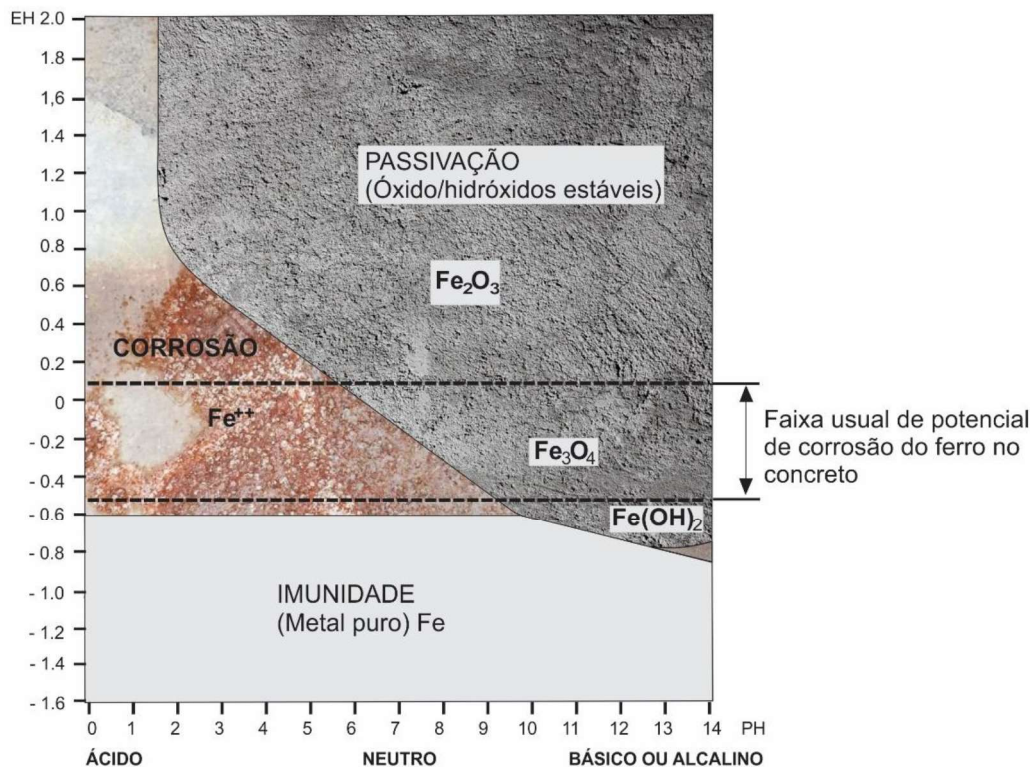
Lourenço (2009) menciona que a patologia mais frequente em pontes e viadutos se insere nos parâmetros estrutural, funcional e de durabilidade, que estão intimamente interligados. O estado da estrutura, assim como sua funcionalidade e vida útil, são componentes influenciadas pelo macroambiente. No entanto, as manifestações patológicas normalmente apresentam início localizado, cuja origem é devida ao microambiente onde o dano surgiu. Neste aspecto, é importante ter noção que a justaposição de diferentes microambientes irá compor o macroambiente final no qual a estrutura está inserida.

Neste tópico, serão apresentados com mais profundidade os processos de carbonatação, despassivação e corrosão das armaduras, objetos de estudo neste trabalho.

2.3.1 Despassivação das Armaduras

Helene (1993) menciona que a armadura embebida no concreto normalmente encontra-se protegida da corrosão devido à alta alcalinidade deste material, que possui pH entre 12,7 e 13,8. Este nível de pH favorece a formação de uma camada de óxidos submicroscópica passivante, compacta e aderente sobre a superfície da armadura. Tal camada protege as barras de aço de qualquer sinal de corrosão, desde que as condições de potencial e pH se mantenham estáveis, conforme ilustrado no diagrama da Figura 12.

Figura 12 – Diagrama de POURBAIX para o aço.



Fonte: Helene, 1986 *apud* Laner, 2001. Adaptado pelo autor.

Rosenberg *et al.* (1989) *apud* Cascudo (2005) afirmam que a reação de passivação do aço é muito lenta, o que é considerado desprezível em termos de vida útil para as estruturas de concreto, no entanto, a deposição de óxidos envolvendo a armadura exerce um efeito extremamente protetor, impedindo, por barreira, o contato de agentes agressivos do meio com a superfície metálica.

Carmona (2005) relata a identificação de três zonas distintas: imunidade, passivação e corrosão. Na zona de **imunidade**, o metal não se corrói, permanecendo estável para qualquer valor de pH. A zona definida como **passivação** é onde o metal se recobre de uma delgada camada de óxidos e hidróxidos que atuam como uma barreira de proteção, impedindo o progresso da corrosão. Na zona de **corrosão**, o pH e o potencial eletroquímico dão condições para que os produtos da camada de passivação não sejam mais estáveis e a corrosão ocorra.

De acordo com Brandão (1998), enquanto a camada passivante estiver intacta, o aço estará protegido contra a corrosão. No entanto, a redução da alcalinidade da pasta de cimento para valores abaixo de 9,0 ($pH \leq 9,0$) podem provocar a destruição desta camada

protetora, tornando possível a instalação do processo de corrosão, desde que haja uma certa quantidade de umidade e de oxigênio disponível.

No estado de passivação, a corrosão não é exatamente nula, mas é muito limitada pela resistência ôhmica do filme, apresentando taxa de corrosão passiva do aço de cerca de 0,1 $\mu\text{m}/\text{ano}$, o que é considerada desprezível em termos de vida útil para as estruturas de concreto. Pode-se, portanto, afirmar que enquanto a armadura estiver passivada, não haverá corrosão, posto que a película impede o acesso de umidade, oxigênio e agentes agressivos à superfície do aço, bem como dificulta a dissolução do ferro (CASCUDO, 1997 *apud* FERREIRA, 2003).

Os dois principais agentes agressivos e que podem promover a despassivação das armaduras no interior do concreto são a carbonatação do concreto e a presença de íons cloreto, embora outros mecanismos como, por exemplo, a ação de águas ácidas, fungos, fuligem, fissuras, reações expansivas com sulfatos e outros também podem atuar na despassivação (ANDRADE, 1992; SANJUÁN, 1992 *apud* CARMONA, 2005).

2.3.2 Carbonatação

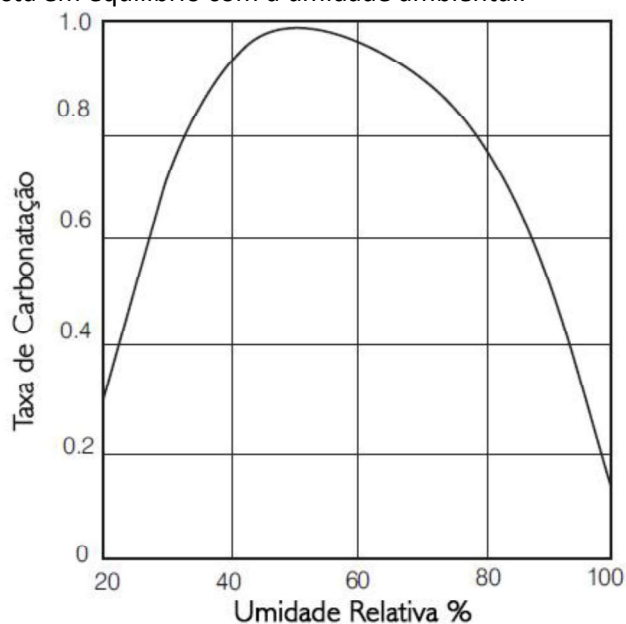
Figueiredo (2005) define carbonatação como um processo físico-químico de neutralização da fase líquida intersticial do concreto, saturada de hidróxido de cálcio e de outros compostos alcalinos hidratados. Os principais constituintes presentes na atmosfera que podem produzir reações de neutralização do concreto são o gás carbônico (CO_2), o dióxido de enxofre (SO_2) e o gás sulfídrico (H_2S). Esse processo recebe o nome de carbonatação devido à maior indecência do CO_2 nas reações de neutralização.

Houst e Wittmann (2002); RILEM (1988) *apud* Hoppe Filho (2008) definem a carbonatação como a reação de neutralização da água do poro, saturada de hidróxido de cálcio, e dos compostos alcalinos hidratados, contidos na matriz do concreto, sob a ação do anidrido carbônico que, por ciclos de secagem e molhagem, precipitam o carbonato de cálcio.

De acordo com Metha e Monteiro (1994), o dióxido de carbono, quando em contato com o concreto e na presença da umidade nos poros, desencadeia a frente de carbonatação. O que facilita a reação do ácido carbônico é a grande disponibilidade de álcalis na pasta do cimento.

O concreto, no estado endurecido, é um material poroso com grau de saturação em função da condição climática de exposição. O teor de umidade nos poros do concreto é um dos fatores que governam a taxa de carbonatação (CEB⁴, 1992 apud HOPPE FILHO, 2008). A influência da umidade em relação ao grau de carbonatação do concreto pode ser observado na Figura 13.

Figura 13 – Influência da umidade relativa na taxa de carbonatação de concreto, supondo que a umidade do concreto está em equilíbrio com a umidade ambiental.



Fonte: Hansson *et al.*, 2012.

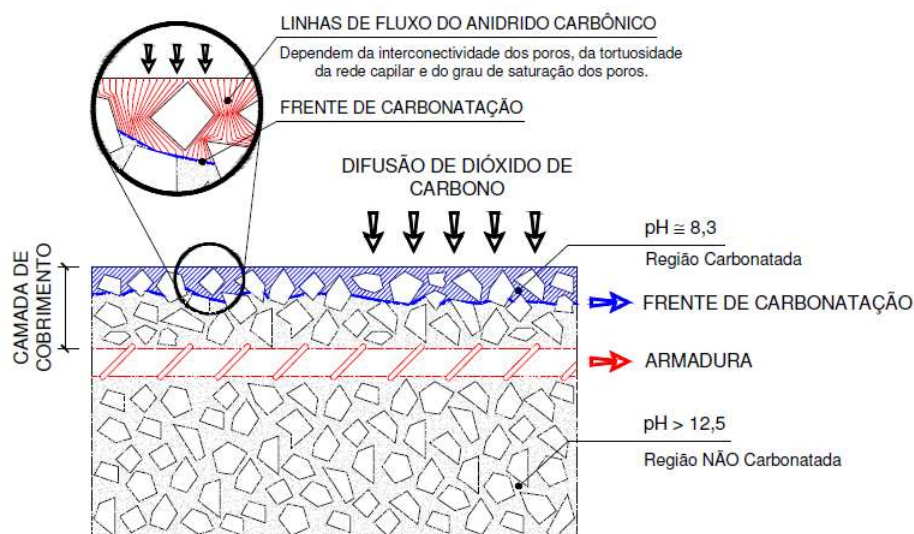
As peças de concreto que não estiverem completamente mergulhadas em água, por suas superfícies expostas ao ar penetrará o gás carbônico da atmosfera. Esse CO₂, por difusão através do ar, chegará até os poros úmidos que contêm o hidróxido dissolvido, dando-se, então, a reação de carbonatação do hidróxido de cálcio (MILANI, 2010).

A restrição ao ingresso do dióxido de carbono depende, além do grau de saturação do concreto, da microestrutura formada durante a hidratação, ou seja, da compacidade da matriz, da interconectividade dos poros e da tortuosidade da rede capilar (PAULON, 2005; VEDALAKSHMI *et al.*, 2003 apud HOPPE FILHO, 2008).

A Figura 14 representa o avanço da interface de alcalinidade em direção à armadura do concreto, dando ênfase à influência das linhas de fluxo na difusão do anidrido carbônico.

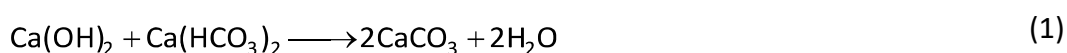
⁴ CEB - Comitê Euro-Internacional do Beton (Comitê Euro-internacional do concreto).

Figura 14 - Representação esquemática do mecanismo de carbonatação.



Fonte: Hoppe Filho, 2008 adaptado de Medeiros e Helene, 2001.

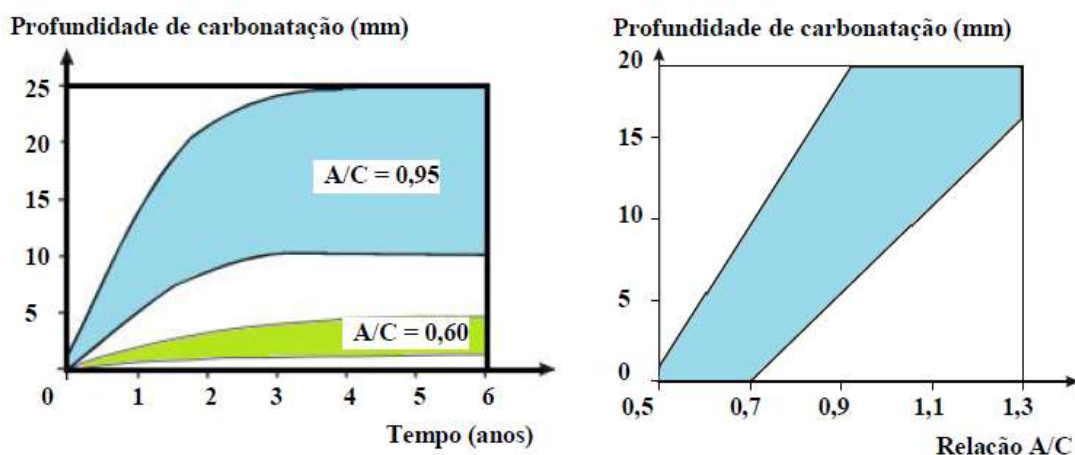
Raisdorfer *et al.* (2015b) afirma que, basicamente, as reações químicas da carbonatação são fundamentadas na transformação de alguns minerais constituintes da pasta de cimento hidratado em sais carbonatados, mas a principal reação da carbonatação é da transformação do hidróxido de cálcio em carbonato de cálcio, conforme apresentado na Equação (1).



A velocidade do processo depende da permeabilidade do concreto à entrada do dióxido do carbono, do nível de umidade do concreto e do conteúdo total de álcalis nos produtos de hidratação; em consequência, concreto denso, bem compactado e com um bom cobrimento é altamente resistente à carbonatação, enquanto que um concreto de baixa qualidade, poroso e com cobrimento deficiente tende a carbonatar rapidamente (DNIT IPR 744, 2010).

Conforme ilustrado na Figura 15, o aumento da relação a/c aumenta, proporcionalmente, a porosidade do concreto, reduzindo por consequência sua resistência à carbonatação. Além disso, a má execução da cura ou má compactação pode formar um aumento da porosidade e permeabilidade, o que leva a uma carbonatação mais rápida (SILVA, J., 2013; FIGUEIREDO, 2005).

Figura 15 – (a) Variação da profundidade de carbonatação com o tempo e com a/c; (b) Influência de a/c na profundidade da carbonatação.



(a)

(b)

Fonte: Soretz, 1966 *apud* Silva, J. 2013.

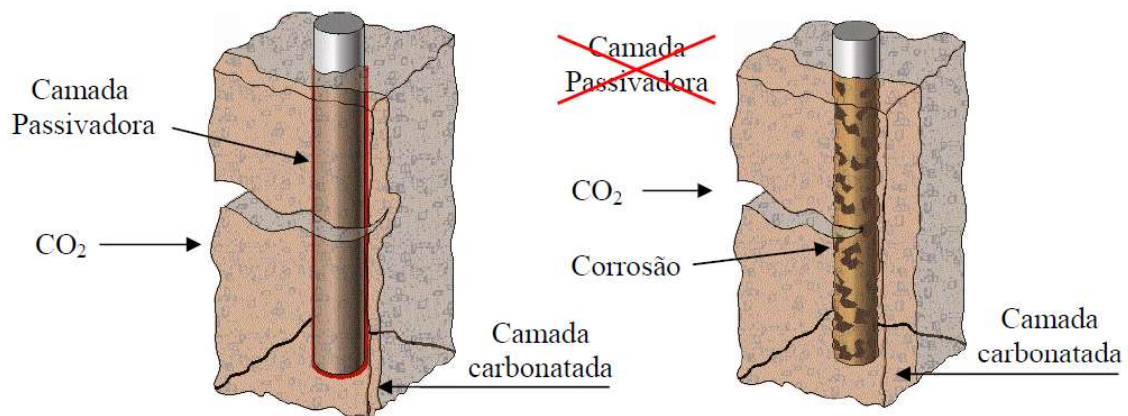
O teor de umidade nos poros no concreto é fundamental para a ocorrência da carbonatação, porque não ocorrerá carbonatação em altas ou baixas umidades. Os melhores teores de umidade para ocorrer a carbonatação estão situados entre 50% e 75%. Para umidade relativa abaixo de 25% a carbonatação é considerada insignificante e, quando superior a 75%, a umidade presente nos poros restringe a penetração do dióxido de carbono (VERBECK, 1958; ROY *et al.*, 1999 *apud* SILVA, 2007).

Silva (2007) cita que Okochi *et al.* (2000) observaram que a carbonatação é mais intensa em amostras protegidas da chuva do que as expostas. Isso se explica porque as faces expostas estão sujeitas à carbonatação apenas no período de estiagem e as faces protegidas estão sujeitas durante todo o período do ano.

A disponibilidade de gás carbônico no ar que permeia os elementos estruturais tem forte influência na velocidade das reações de carbonatação. De forma que as estruturas presentes em atmosfera urbano-industrial estão mais suscetíveis à carbonatação, uma vez que a concentração de gás carbônico nestas, próxima a 1,0 %, é muito superior à de atmosferas rurais, que se aproxima de 0,03% (NEVILLE, 2015 *apud* ESTEVES, 2016).

Segundo Silva, P., 1995 *apud* Martins, 2011, o processo de carbonatação tem início na região superficial do concreto e adentra para seu interior gradualmente, fazendo com que ao longo do tempo exista uma camada carbonatada que cresce em espessura, conforme apresentado na Figura 16.

Figura 16 - Representação do avanço da frente de carbonatação.



Fonte: Tula (2000) *apud* Carmona (2005).

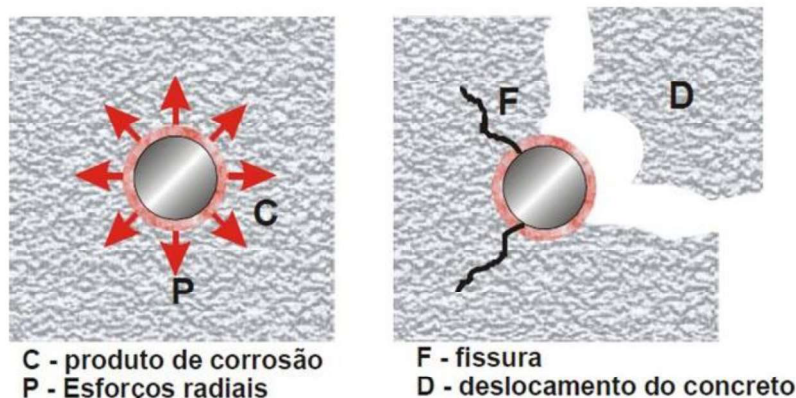
Como resultado da carbonatação tem-se a redução do pH do concreto a valores inferiores a 9,0, o que destrói a camada passivante formada na superfície do aço em ambiente altamente alcalino, tornando-o susceptível à corrosão (PAPADAKIS, 2000 *apud* HOPPE FILHO, 2008; FIGUEIREDO, 2005).

2.3.3 Corrosão das Armaduras

A corrosão das armaduras é uma das principais causas de ocorrências patológicas e responsável pelos principais danos causados em estruturas de concreto armado em muitos lugares do mundo (LANER, 2001).

Cascudo (2005) relata que este é um processo de deterioração da fase metálica existente no concreto e que implica, progressivamente, na perda de seção das barras de aço. Concomitante a esta perda de seção, há a formação de produtos de corrosão, de caráter expansivo, que se formam no interior do concreto, em geral, no entorno das armaduras. O acúmulo desses produtos gera tensões internas, as quais invariavelmente fissuram o concreto, havendo, na sequência, o lascamento e o posterior destacamento da camada de cobrimento, como ilustrado na Figura 17.

Figura 17 - Esforços produzidos que levam a fissuração e ao deslocamento do concreto devidos a corrosão das armaduras.



Fonte: Cascudo, 2005.

De acordo com Rocha (2012), o desenvolvimento da corrosão das armaduras está diretamente relacionado aos fatores físicos impostos à estrutura, como morfologia, aspectos relacionados à execução das estruturas e materiais empregados. A ação conjunta destes aspectos descreve de forma dinâmica a interação entre os mesmos, influenciando na intensidade do processo corrosivo. Cascudo (2005) diz ainda que para que haja o início da corrosão, é determinante a despassivação da armadura.

Como difundido no meio técnico e científico, o aço imerso no concreto está protegido física, ao estar separado do meio pelo cobrimento, e quimicamente, ao estar envolto por uma película passivadora, cuja formação e estabilidade são atribuídas à elevada alcalinidade do próprio concreto. Tal camada passivadora é descrita por Pourbaix como uma película de óxidos invisível a olho nu e de alta aderência ao aço, gerada por uma reação eletroquímica rápida e extensa. Ela garante ao aço taxas de corrosão desprezíveis, devido à sua alta resistência ôhmica associada ao bloqueio ao acesso de umidade, oxigênio e outros agentes agressivos à superfície da armadura, e à sua capacidade de inviabilizar a dissolução do ferro. (FIGUEIREDO e MEIRA, 2011 *apud* ESTEVES, 2016).

Conforme menciona Helene (1986) *apud* Lencioni (2005), uma vez despassivada a armadura, para que se desenvolva a corrosão no interior do concreto são necessários três fatores: um **eletrólito**, que irá conduzir os íons e dissolver o oxigênio (o eletrólito, no concreto, é constituído por íons em solução); uma **diferença de potencial** entre dois pontos quaisquer da armadura, seja pela diferença de umidade, aeração, concentração salina, tensão no concreto e/ou no aço, impurezas no metal, heterogeneidades inerentes ao

concreto, pela carbonatação ou pela presença de íons; e a **presença de oxigênio** dissolvido na solução dos poros do concreto. Este processo pode ser observado na Figura 18.

Segundo Helene (1986) *apud* Carmona (2005), a diferença de potencial na armadura se deve à formação de células diferenciais de umidade, aeração, concentração salina, tensão mecânica ou heterogeneidades na constituição do aço.

Como resultado, algumas partes do metal (quando apenas um tipo de metal está presente), tornam-se anódicas e outras catódicas, gerando fluxo de íons (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

O mecanismo de corrosão da armadura é de natureza eletroquímica, ou seja, necessariamente se formarão pilhas eletroquímicas no interior do concreto. Essas pilhas se caracterizam pela existência de uma área de aço anódica, onde ocorre a reação de oxidação, e pela presença de uma área catódica, onde se dá a reação de redução de oxigênio. Ambas as reações eletroquímicas ocorrem simultaneamente e há uma relação de dependência entre elas, isto é, uma não ocorre sem a existência da outra (CASCUDO, 2005).

Cascudo (2005) apresenta um método simplificado do mecanismo eletroquímico de corrosão do aço no concreto por meio das seguintes reações:

Nas zonas anódicas (corroídas) ocorrem as reações de dissolução de ferro (oxidação):



Nas zonas catódicas (não corroídas) ocorrem as reações de redução de oxigênio:

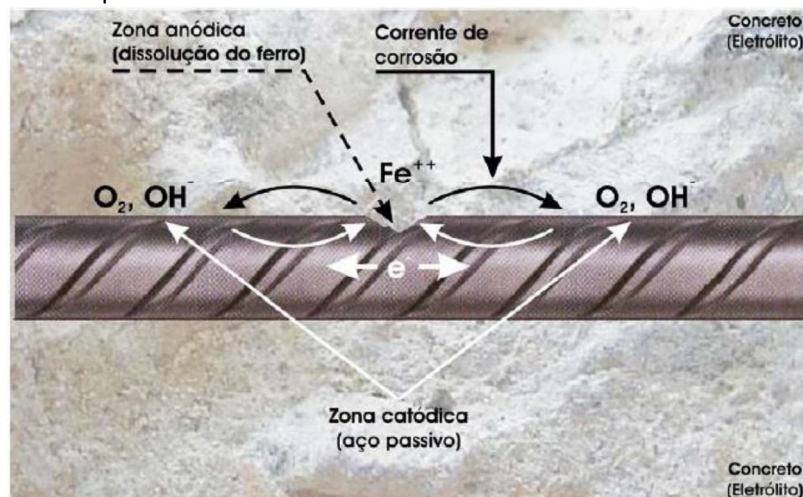


A partir destas reações, os íons Fe^{2+} migram pelo eletrólito em direção ao cátodo e os íons hidroxila (OH^-) migram em direção ao ânodo e, em uma região intermediária eles se encontram e precipitam na forma de hidróxido ferroso:



O processo de corrosão ocorre pela formação de células de íons que podem se formar na vizinhança da armadura devido às diferenças na concentração de íons dissolvidos (MEHTA e MONTEIRO, 1994). O processo da corrosão, de maneira simplificada, pode ser observado na Figura 18.

Figura 18 - Pilha eletroquímica de corrosão no concreto armado.



Fonte: Adaptada de Rosenberg *et al.* (1989) por Ferreira (2003) *apud* Cascudo, (2005).

Tendo em vista as reações que compõem a corrosão metálica no concreto, nas quais se observa o consumo de oxigênio, é possível compreender a influência da umidade nesse processo. Consta-se que em ambientes de umidade relativa baixa, as taxas de corrosão são também baixas, uma vez que há quantidade insuficiente de água para sustentar as reações de corrosão. Por outro lado, o excesso de água, em casos de estruturas submersas, também dificulta a corrosão, uma vez que nestas a concentração de oxigênio é bastante baixa, o que inviabiliza as reações catódicas. A umidade relativa ótima para a corrosão encontra-se entre 70% e 80%, uma vez que, superado este último valor, nota-se prejuízo à difusividade do oxigênio (NEVILLE, 2015 *apud* ESTEVES, 2016).

2.4 Inspeções de obras de arte especiais

Denomina-se inspeção ou vistoria o conjunto de procedimentos técnicos, realizados de acordo com um planejamento prévio, o qual fornece informações sobre a obra em um determinado instante (GIOVANNETTI, 2014).

De acordo com Vitório (2002), a inspeção de uma ponte deve ser detalhada, com minuciosa observação de todas as suas partes. Nessa ocasião deverão ser feitas todas as anotações com base no roteiro adotado, de modo que não escape qualquer detalhe que possa ser útil para a interpretação do comportamento da estrutura, bem como do diagnóstico a ser emitido no relatório final da vistoria. Também, nessa ocasião, deverão ser feitas as fotografias que irão compor o relatório e que terão importante papel na elucidação das anomalias porventura existentes na obra.

A sequência de inspeção deverá compreender a análise da infraestrutura (fundações), da mesoestrutura (pilares, encontros, aparelhos de apoio), da superestrutura (vigamento, lajes, cortinas, etc.), dos acabamentos (guarda-corpo, pavimentação, sinalização) e dos acessos (VITÓRIO, 2002).

A COST⁵ 345 (2007) *apud* Giovanneti (2014) apresenta as seguintes razões para inspecionar uma estrutura:

- Confirmar que a estrutura está apta para a devida finalidade e permanecerá assim no futuro imediato, isto é, a taxa de deterioração é aceitavelmente baixa;
- Identificar quaisquer defeitos óbvios ou casos de mau uso, tais como a sobrecarga dos veículos, o que pode afetar a segurança do público;
- Estabelecer planos e orçamentos para a realização de obras de intervenção.

2.4.1 Tipos de inspeção

Em geral, os procedimentos de inspeção e avaliação de obra de arte especial (OAE) no Brasil são definidos em documentos específicos, como por exemplo a NBR 9452 (ABNT, 1986) e a Norma DNIT 010/2004.

A NBR 9452 (ABNT, 1986) divide as inspeções em três tipos: cadastral, rotineira e especial, enquanto o DNIT 010/2004 optou por incluir dois novos tipos de inspeção, a intermediária e extraordinária.

1. Inspeção cadastral:

Segundo a NBR 9452 (ABNT, 1986), trata-se de uma vistoria de referência, quando são anotados os principais elementos relacionados à segurança e durabilidade da obra. Este tipo de vistoria é complementado com o levantamento dos principais documentos e informes construtivos da obra vistoriada.

O DNIT 010/2004-PRO (2004) declara que a Inspeção Cadastral é a primeira inspeção que se realiza em uma ponte e, preferencialmente, ou mesmo, obrigatoriamente, logo após sua construção, quando ainda se encontram disponíveis os elementos de projeto e os relatórios da fiscalização ou supervisão, que devem conter todos os informes construtivos.

⁵ A ação COST 345 envolveu especialistas de 16 países europeus, sendo realizada com o intuito de definir os procedimentos para avaliação das estruturas de rodovias.

A norma menciona, ainda, que se trata de uma inspeção fartamente documentada que servirá de referência para todas as inspeções posteriores.

II. Inspeção rotineira:

É uma vistoria destinada a manter o cadastro da obra atualizado, devendo ser realizada a intervalos de tempo regulares e não superior a um ano, e também aquela motivada por ocorrências excepcionais (NBR 9452, 1986).

A Norma DNIT 010/2004-PRO (2004) indica um intervalo mais longo entre as inspeções, habitualmente de dois anos. A norma preconiza que nessas inspeções seja verificada visualmente a evolução de falhas detectadas em inspeção anterior, bem como anotados novos defeitos e ocorrências, tais como reparos, reforços, recuperações e qualquer modificação de projeto, realizadas no período. Não existindo ou não tendo sido localizada a Inspeção Cadastral, a primeira Inspeção Rotineira deve ser transformada em Inspeção Cadastral.

III. Inspeção especial:

A NBR 9452 (ABNT, 1986) define como uma vistoria pormenorizada da obra, visual e/ou instrumental, com a finalidade de interpretar e avaliar ocorrências danosas detectadas pela Inspeção Rotineira.

O DNIT, através da Publicação IPR-709 (2004), acrescenta que a Inspeção Especial deverá ser efetuada em intervalos máximos de cinco anos, em todas as pontes consideradas excepcionais, pelo seu porte, pelo seu sistema estrutural ou pelo seu comportamento problemático, ou sempre que julgado necessário por uma Inspeção Rotineira, em qualquer obra.

IV. Inspeção extraordinária:

Inspeção Extraordinária é uma inspeção não programada, solicitada para avaliar um dano estrutural excepcional, causado pelo homem ou pela natureza (DNIT 010/2004-PRO, 2004).

V. Inspeção intermediária:

Recomendada pelo DNIT 010/2004-PRO (2004) para monitorar uma deficiência suspeitada ou já detectada, tal como um pequeno recalque de fundação, uma erosão incipiente, um encontro parcialmente descalçado, o estado de um determinado elemento estrutural, etc.

Segundo Sartorti (2008), a partir das análises das inspeções podem ser estabelecidos programas de manutenção estrutural, como indicado por Pfeil (1983). O trabalho de conservação das obras-de-arte envolve, entre outras tarefas, a correção de pequenas falhas, a limpeza e drenagem de pista, juntas e apoios, correções nos aparelhos de apoio, reparos em guarda-corpos e reparos na pista de rolamento sem acréscimo de espessura. A observação de defeitos mais graves que podem afetar a estrutura determinará a elaboração de projetos de reparo e reforço estrutural conforme cada caso.

2.4.2 Planejamento de inspeção

De acordo com Giovanneti (2014), o sucesso de uma inspeção está amplamente ligado ao seu planejamento.

Segundo a Norma DNIT (2004), os requisitos mínimos para desempenhar uma inspeção segura e completa são o planejamento e a programação adequada, atividades as quais deverão abordar o motivo e tipo da inspeção; equipamentos e ferramentas a serem utilizados; dimensionamento de equipe; verificar a existência de projetos e de relatórios de inspeções anteriores e; analisar qual o período do ano mais favorável à inspeção.

2.5 Equipamentos e ensaios:

Segundo Vitório (2002), uma rigorosa observação visual da obra, realizada por profissional bem preparado e experiente, continua sendo, sem dúvida alguma, o meio mais eficaz de apontar as deficiências na estrutura de uma ponte. No entanto, muitas vezes torna-se necessário a utilização de equipamentos para melhorar a capacidade de análise e diagnóstico dos problemas detectados em uma vistoria.

O autor, de modo geral, recomenda o emprego dos seguintes instrumentos⁶:

⁶ A NBR 9452 (ABNT, 1986) não preconiza os equipamentos a serem utilizados durante as inspeções e ensaios.

- Máquina fotográfica de boa qualidade, de preferência digital;
- Lupa óptica com capacidade de ampliação de 25 a 50 vezes;
- Fissurômetro mecânico para medição das aberturas de fissuras;
- Talhadeira, ponteiro, martelo, etc., para fazer prospecções no concreto quando necessário;
- Esclerômetro para avaliação da resistência superficial à compressão do concreto;
- Paquímetro para medição do cobrimento existente nas armaduras.

Em suma, as inspeções visuais são uma primeira forma de acessar as condições das estruturas. Para seu sucesso, é importante que o avaliador tenha conhecimento do funcionamento dos elementos estruturais e dos mecanismos de deterioração. A metodologia adotada, bem como a análise das informações obtidas, pode seguir várias orientações, sendo crucial que o registro e mapeamento das anomalias analisadas forneçam material suficiente para auxiliar no diagnóstico de ameaças à durabilidade e estabilidade das estruturas (ESTEVES, 2016).

Após a análise visual e/ou instrumental da ponte vistoriada, Vitório (2002) menciona a necessidade da realização de ensaios em algumas ocasiões, destinados a fornecer valores relacionados às condições de resistência e ruptura das peças de concreto e aço, qualidade e durabilidade do concreto, bem como de caracterização do solo de fundação. A decisão de realização ou não de ensaios fica a cargo do especialista responsável pelo diagnóstico da obra.

A seguir serão detalhados alguns ensaios de auxílio na inspeção de pontes, os quais fornecem subsídios técnico-científicos para respaldar as ocorrências patológicas identificadas visualmente.

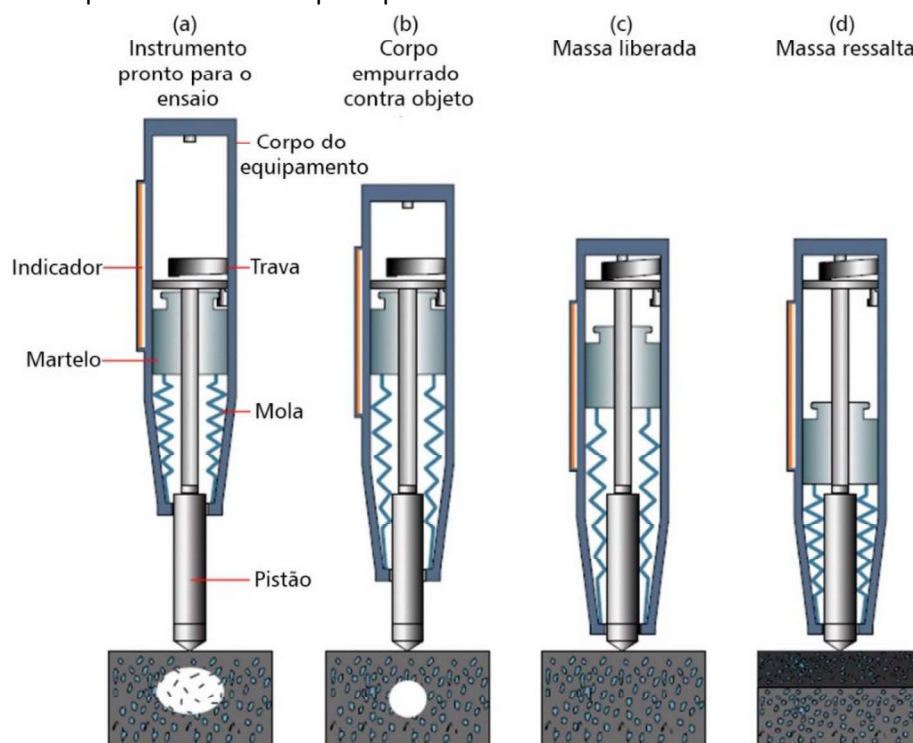
2.5.1 *Ensaio de avaliação da dureza superficial – Esclerômetro de reflexão*

O ensaio esclerométrico, também conhecido como *rebound hammer method*, consiste fundamentalmente de uma massa-martelo que, impulsionada por mola, se choca através de uma haste com ponta em forma esférica com a área de ensaio (concreto). O índice esclerométrico (IE) depende do valor da energia cinética antes do impacto e da parcela desta energia que é absorvida durante o impacto pela interação entre a barra de

percussão e o concreto. A energia absorvida está relacionada à resistência e à rigidez do concreto (ACI, 1989 *apud* LEMOS, 2005).

No caso do esclerômetro de reflexão, a energia de impacto é, em parte, consumida na deformação plástica permanente provocada na superfície de ensaio e, em parte, refletida elasticamente, proporcionando o retorno do martelo. A distância do rebote é registrada como um "número de rebote" e esse valor é chamado de índice esclerométrico (IE) ou índice de reflexão (MALHOTRA, 2004 *apud* SAMANIEGO, 2014). A Figura 19 apresenta um esquema de operação do esclerômetro de reflexão.

Figura 19 - Esquema ilustrando o princípio de funcionamento do esclerômetro de reflexão.



Fonte: Malhotra, 2004 *apud* Samaniego, 2014.

As normas que regem o ensaio de dureza superficial do concreto pelo esclerômetro de reflexão são a NBR 7584 (ABNT, 2012), no Brasil e, nos Estados Unidos, a ASTM C 805 (2008). As normas preconizam que para a execução do ensaio deve ser feita uma série de no mínimo 9 impactos distantes entre si em 30 mm, localizados em quadriculas de 50x50 mm, devendo a zona de ensaio ter área total mínima de 8.100 mm². De posse dos índices de cada ponto, calcula-se a média aritmética dos valores por zona, tendo o índice esclerométrico efetivo.

A norma NBR 7584 (ABNT, 2012) recomenda escolher pontos sem armadura e sem vazios, devido ao fato do aparelho ser sensível as variações do concreto. O índice esclerométrico será alto se o golpe ocorre sobre o agregado ou sobre armadura e, ao contrário, quando o golpe ocorrer sobre um vazio.

Para a realização do ensaio, a superfície de concreto deve estar seca, limpa e preferencialmente plana. Deve-se dar preferência para áreas de ensaio confinadas por formas não absorventes e lisas, verticais ou inclinadas. Superfícies úmidas ou carbonatadas devem ser evitadas, entretanto, se forem ensaiadas, devem ser adequadamente preparadas e, se necessário, aplicar os coeficientes de correção e declarados na apresentação dos resultados (MATTJE, 2003).

Com a utilização deste método, pode-se comparar a qualidade do concreto em diferentes áreas da estrutura sem necessidade de danificar o concreto, o que exigiria pequenos reparos, e também estimar a sua resistência com base em curvas de correlação, porém com acurácia limitada (ACI-364, 1993 *apud* EVANGELISTA, 2002).

Na Tabela 2 são apresentadas as equações propostas por alguns autores visando correlacionar a resistência à compressão com o índice esclerométrico.

Tabela 2 - Equações propostas por diversos autores para a correlação entre resistência à compressão (MPa) e índice esclerométrico (IE).

Autor	Equação	Agregado graúdo	Faixa de utilização da equação
Manual SADT HT-225D	$f_c = (0,0251)*IE^{2,0094}$	-	10-65 MPa
Souza <i>et al</i> (2015)	$f_c = 2,77*e^{IE}$	-	8-100 MPa
Evangelista (2002)	$f_c = (0,033)*IE^{2,02}$	Gnaise: 19 mm	11-53 MPa
	$f_c = (0,007)*IE^{2,477}$	Gnaise: 9,5 mm	10-46 MPa
Machado (2005)	$f_c = (0,0252)*IE^{2,128}$	Traquito: 19 mm	8-49 MPa
	$f_c = (0,026)*IE^{2,044}$	Gnaise, Sienito: 19 mm	15-50 MPa
Câmara (2006)	$f_c = 1,8538*IE - 25,126$	Granítica	20-50 MPa
	$f_c = 1,5881*IE - 17,423$	Granítica	20-50 MPa
Qasrawi (2010) ⁷	$f_c = 1,353*IE - 17,393$	-	10-40 MPa
Joffily (2010) ⁸	$f_c = 2,4*IE - 39,4$	-	25-45 MPa
Palacios (2012)	$f_c = 3,133*IE - 64,842$	Rocha calcária	20-60 MPa

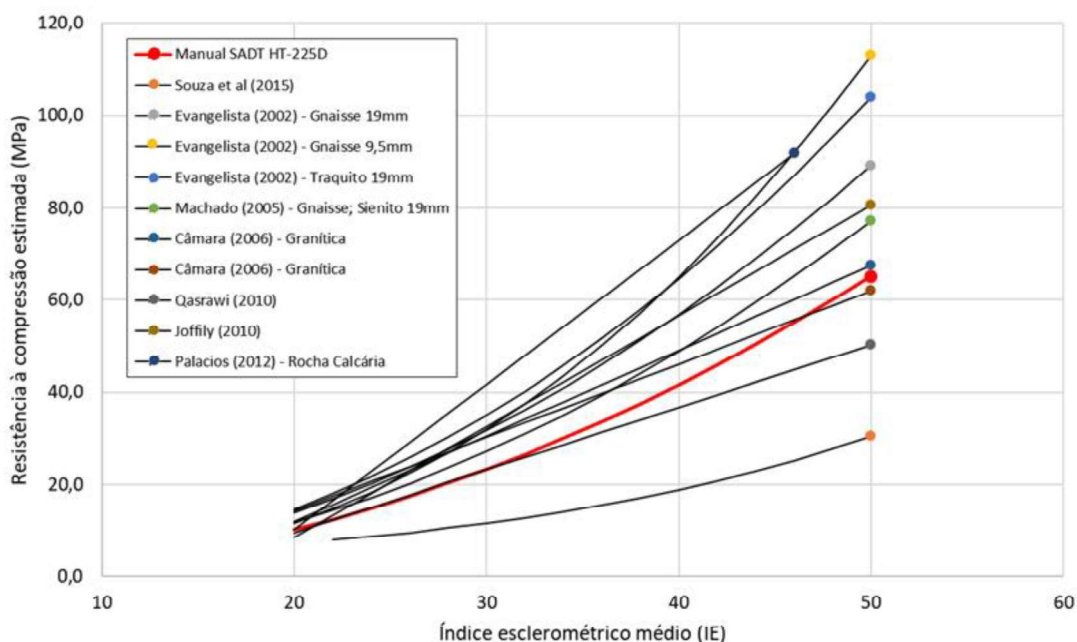
Fonte: Adaptado de Palacios (2012).

⁷ Qasrawi (2010) *apud* Palacios (2012)

⁸ Joffily (2010) *apud* Palacios (2012)

A partir das equações fornecidas na Tabela 2, foi possível traçar as curvas de correlação entre a resistência à compressão (MPa) e o índice esclerométrico (IE), representadas na Figura 20.

Figura 20 – Curvas de correlação entre resistência à compressão (MPa) e índice esclerométrico (IE), a partir de equações propostas por diversos autores.



Fonte: Autor.

Ao analisar as curvas representadas na Figura 20, pode-se afirmar que a curva do aparelho, apresentada pelo Manual SADT HT-225D, apesar de não discriminar o concreto de referência, é uma das curvas que retorna menor valor de resistência a compressão.

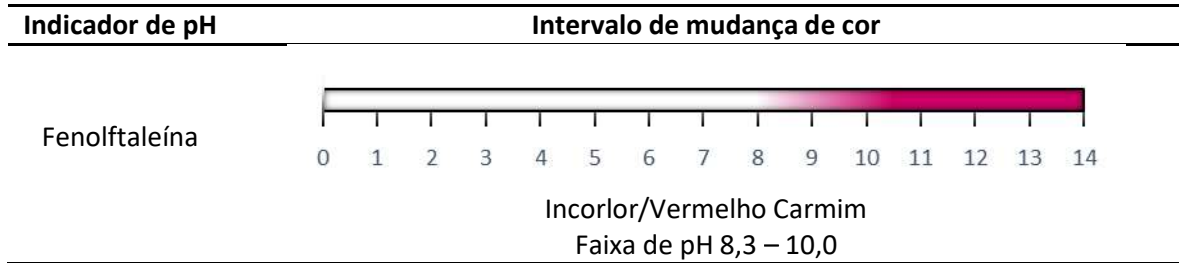
2.5.2 Profundidade de Carbonatação

A frente de carbonatação do concreto é medida pelo emprego de indicadores como a fenolftaleína, a timolftaleína ou o amarelo de alizarina. Esses indicadores são substâncias químicas que, em contato com a solução alcalina do concreto, rica em hidróxido de cálcio, adquirem colorações típicas a partir de uma determinada faixa de pH (CASCUDO, 2005).

Ao entrar em contato com pH abaixo de 8,3, a fenolftaleína permanece incolor, no entanto, se no meio analisado o pH for maior que 8,3, a solução se torna, gradativamente, vermelho carmim (RAISDORFER *et. al.* 2015b).

A Figura 21 apresenta um diagrama esquemático relacionado à utilização da solução de fenolftaleína para a determinação da profundidade de carbonatação do concreto.

Figura 21 – Diagrama de verificação da profundidade de carbonatação por aspersão de solução de fenolftaleína.

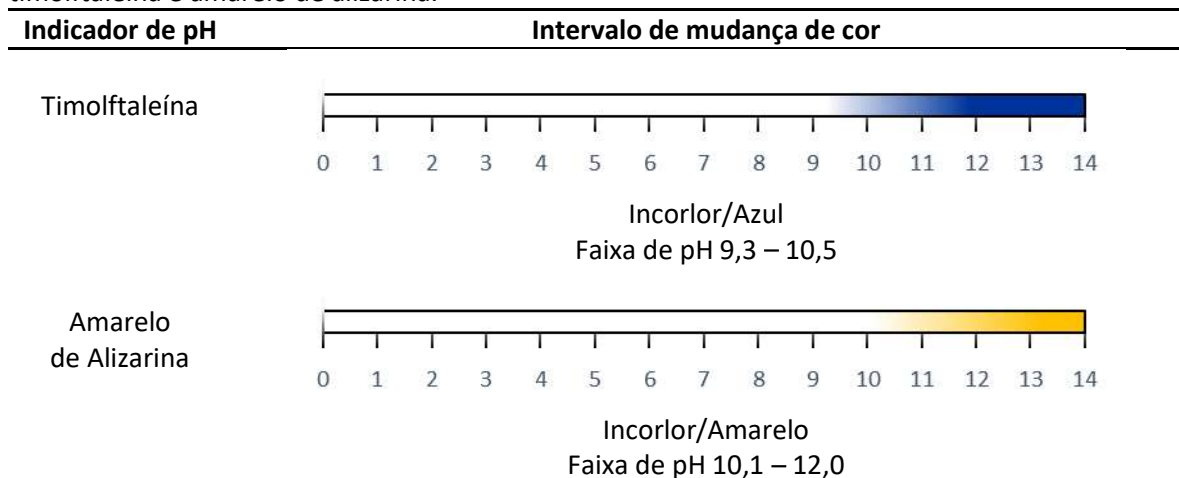


Fonte: Adaptado de Castro, 2003 *apud* Raisdorfer *et. al.*, 2015b.

A nível prático, admite-se que o concreto não está carbonatado quando, ao se aspergir a fenolftaleína, ele adquirir em sua superfície a coloração típica vermelho-carmim; caso fique incolor, assume-se que o concreto está carbonatado (CASCUDO, 1994 *apud* MATTJE, 2003).

Conforme representado nos diagramas da Figura 22, a timolftaleína assume uma coloração violeta ou azulada com pHs da ordem de 9,3 a 10,5 ou superiores e, o amarelo de alizarina adquire coloração amarela com pHs iguais ou superiores à faixa compreendida entre 10,1 e 12,0. Abaixo dessas faixas de pHs de modificação, o concreto tende a não sofrer alteração de cor quando da aspersão do indicador (CASCUDO, 2005).

Figura 22 - Diagramas de verificação da profundidade de carbonatação por aspersão de solução de timolftaleína e amarelo de alizarina.



Fonte: Castro, 2003 *apud* Cascudo, 2005.

Segundo Andrade (1992) *apud* Mattje (2003), a determinação da profundidade de carbonatação deve ser realizada em um fragmento de concreto retirado da superfície da estrutura em estudo, sendo que a extração deve ser realizada a seco. Pode-se também realizar o ensaio através de um orifício perfurado a seco e limpo. O pedaço da estrutura deve ter dimensões suficientes para que, a partir da superfície, verifique-se a espessura da capa carbonatada.

Tal medida deve ser realizada imediatamente após a extração da amostra da estrutura (período de tempo não superior a 15 minutos), uma vez que, as superfícies carbonatam-se rapidamente. Deve-se pulverizar a solução de fenolftaleína e, após cerca de dois minutos, realizar a medida da profundidade de carbonatação com precisão de milímetros (MATTJE, 2003).

Segundo Andrade (1992) *apud* Lemos (2005), se a troca de cor é ondulada, deve-se tomar pelo menos dez medidas em pontos diferentes para calcular a média aritmética e, mesmo assim, indicar a profundidade máxima. Recomenda-se a medida em certas regiões críticas, tais como cantos ao redor de agregados graúdos e outros pontos onde se esperam profundidades maiores de carbonatação. Deve-se anotar os locais e a frequência onde a cor não fica vermelho-carmim e permanece apenas rosada. Algumas fotografias podem ser um interessante complemento dessas determinações.

2.5.3 *Potencial de Corrosão*

Entre as técnicas existentes para avaliação e monitoramento do fenômeno da corrosão do aço em estruturas de concreto, tais como pulso galvanostático, curvas de polarização, ruídos eletroquímicos, resistividade elétrica, impedância eletroquímica, resistência de polarização, entre outras, a técnica eletroquímica do acompanhamento do potencial de eletrodo ou de corrosão é a mais utilizada, por sua simplicidade e facilidade de aplicação, apesar dos seus resultados refletirem apenas qualitativamente o estado do metal em estudo. Na leitura do potencial de corrosão da armadura no concreto, mede-se este em relação a um eletrodo de referência. Essa técnica é normalizada pela ASTM C876 (1991) “Standard Test Method for Half- Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete” (VAGHETTI, 2005).

Cascudo (2005) menciona que a técnica de potencial de corrosão, desde sua primeira descrição em laboratórios americanos pela equipe de Stratfull, é utilizada como um método

eletroquímico de auxílio ao monitoramento de corrosão das armaduras de estruturas de concreto armado. Segundo Rocha (2012), com os resultados obtidos durante a aplicação do método, é comum que se faça o mapeamento de valores através de isolinhas de potencial de corrosão, de modo a identificar regiões com armadura comprometida e como se distribui o processo de despassivação do aço na região em estudo.

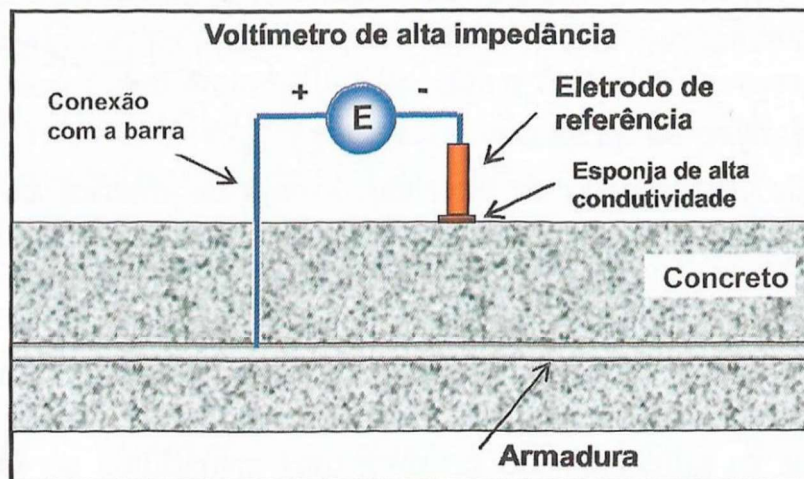
O potencial de corrosão do aço no interior do concreto é o potencial elétrico medido em relação a um determinado eletrodo que mantém um potencial estável, chamado de eletrodo de referência. Há uma relação entre a existência de corrosão ativa ou passivação no elemento metálico e o potencial obtido, de maneira que os valores mais negativos indicam atividade corrosiva e valores menos negativos sugerem a passivação do aço (CASCUDO, 2005).

Esteves (2016) relata que para a medida dos potenciais eletroquímicos são necessários, basicamente, um voltímetro de alta impedância, com resolução em nível de milivolts (mV) e um eletrodo de referência. Os eletrodos de referência mais utilizados são, segundo Cascudo (1997), os de calomelano saturado e o de cobre / sulfato de cobre.

É válido destacar que a diferença de potencial medida é dependente do eletrodo utilizado, sendo essa consideração importante no momento da análise dos resultados. (CARINO, 2004; BUNGEY, MILLARD e GRANTHAM, 2006 *apud* ESTEVES, 2016).

Segundo Cascudo (1992), o potencial do sistema de referência (eletrodo) é mais nobre (valores mais positivos) do que o potencial do sistema aço-concreto, independente do estado da armadura, então o fluxo de elétrons sairá da armadura, passará pelo voltímetro (onde haverá o registro sob a forma de potencial) e se dirigirá para a haste metálica do eletrodo de referência. Neste local haverá disposição catódica de cátions presentes na solução do referido eletrodo, cátions estes que inclusive podem ser oriundos do sistema aço/concreto, os quais atingem o eletrodo de referência através da interface altamente condutiva entre a placa porosa do instrumento de referência e a superfície do concreto. Em síntese, o que se observa nas medidas de potencial de eletrodo em concreto é um fluxo eletrônico que vai desde a armadura (eletrodo com maior densidade de elétrons) até o eletrodo de referência (eletrodo mais nobre), com o fechamento do circuito entre as duas semi-células ocorrendo de forma iônica, através de uma interface de comunicação altamente condutiva. A representação esquemática do ensaio de potencial de corrosão pode ser observada na Figura 23.

Figura 23 - Esquema para a medida de potencial de corrosão.



Fonte: Cascudo, 2005.

O objetivo do método não é quantificar a corrosão do aço, uma vez que a taxa de corrosão não é determinada com o procedimento. Segundo Medeiros, Balbinot e Helene (2010) *apud* Rocha (2012), o potencial de corrosão identifica os locais da peça em estudo onde as condições termodinâmicas são favoráveis ao início do processo de corrosão, ainda que a armadura não apresente sinais na superfície de concreto que o envolve.

2.6 Durabilidade em Estruturas de Concreto

De acordo com o comitê 201 do Instituto Americano de Concreto (ACI), a durabilidade do concreto de cimento Portland é definida como a sua capacidade de resistir à ação de intempéries, ataques químicos, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração; isto é, o concreto durável conservará a sua forma original, qualidade e capacidade de utilização quando exposto ao seu meio ambiente (MEHTA E MONTEIRO, 1994).

Silva Filho (1994) *apud* Laner (2001) relacionou diversos conceitos de durabilidade, os quais são apresentados abaixo:

- Durabilidade é a capacidade de resistir a mudanças de estado, ou seja, de suas propriedades;
- Durabilidade está associada com a capacidade de resistir às condições para as quais foi projetada, sem deterioração, por muitos anos;
- Durabilidade é a capacidade de um material em manter o seu bom comportamento e desempenho em condições de segurança, sob as condições previstas de serviço, durante o tempo previsto de duração.

De acordo com Possan (2010), a *ISO 13.823 (2008)* apresenta uma definição mais completa e atualizada de durabilidade, definindo-a como: *a capacidade de uma estrutura ou de seus componentes de satisfazer, com dada manutenção planejada, os requisitos de desempenho do projeto, por um período específico de tempo sob influência das ações ambientais, ou como resultado do processo de envelhecimento natural.*

Segundo Helene (1983) *apud* Medeiros *et al.* (2011), há necessidade de conhecer, avaliar e classificar o grau de agressividade do ambiente e, por outro, de conhecer o concreto e morfologia da estrutura, estabelecendo, então, a correspondência entre ambos, ou seja, entre a agressividade do meio *versus* a durabilidade da estrutura de concreto.

A resistência da estrutura de concreto à ação do meio ambiente e ao uso dependerá, no entanto, da resistência do concreto, da resistência da armadura e da resistência da própria estrutura. Qualquer um que se deteriore, comprometerá a estrutura como um todo. (MEDEIROS *et al.*, 2011).

Conforme cita Possan (2010), o *fib 53*⁹ (2010) destaca que, a durabilidade é essencialmente uma visão retrospectiva do desempenho de uma estrutura. A expectativa de que uma estrutura pode ser durável ou não só pode ser avaliada por meio da utilização de modelos que representem os processos de deterioração a que está suscetível, de forma que, para garantias do projeto, requer-se a utilização de metodologias de previsão de vida útil. Para Mehta e Monteiro (2008), *“uma vida útil longa é considerada sinônimo de durabilidade”*.

Para Souza e Ripper (1998) serão a quantidade de água no concreto e a sua relação com a quantidade de ligante o elemento básico que irá reger características como densidade, compacidade, porosidade, permeabilidade, capilaridade e fissuração, além de sua resistência mecânica que, em resumo, são os indicadores de qualidade do material e, conseqüentemente, os parâmetros para a classificação de uma estrutura como durável ou não.

A associação dos conceitos de vida útil e durabilidade é inevitável. Uma vez conhecidas, ou estimadas, as características de deterioração do material concreto e dos sistemas estruturais, entende-se como durabilidade o parâmetro que relaciona a aplicação destas características a uma determinada construção, individualizando-a pela avaliação da

⁹ Fédération Internationale Du Béton (FIB 53) Structural Concrete Textbook on behaviour, design and performance

resposta que dará aos efeitos da agressividade ambiental e, definindo então, a vida útil da mesma (SOUZA e RIPPER, 1998).

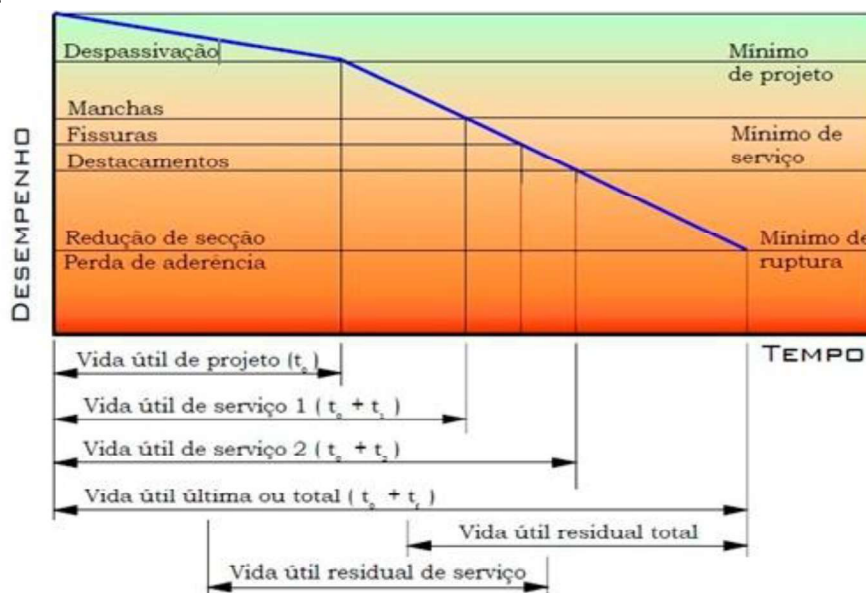
Segundo a ASTM (1982) apud Andrade (1997), a vida útil pode ser considerada como o período de tempo, após a instalação de um material, componente ou sistema, em que as propriedades do mesmo ficam acima de valores mínimos aceitáveis. Para tanto, admite-se que o fim da vida útil de um material é definido pelo momento em que suas propriedades, sob determinadas condições de uso, deterioram-se de uma maneira que a continuação de seu uso é considerada insegura e antieconômica.

Helene (1993) classifica vida útil em 4 categorias que estão voltadas principalmente para a corrosão da armadura.

- Vida útil de projeto: nessa fase os agentes agressivos ainda não penetraram no concreto de forma a causar danos à estrutura;
- Vida útil de serviço: os efeitos dos agentes agressivos começam a se manifestar, apresentando fissuração do concreto e manchas devido à corrosão da armadura;
- Vida útil total: a ruptura e colapso parcial ou total da estrutura;
- Vida útil residual: é o período de tempo no qual a estrutura será capaz de desenvolver as suas funções, contando após uma vistoria e/ou intervenção.

A Figura 24 apresenta, graficamente, a conceituação de vida útil, com relação ao desempenho em função do tempo.

Figura 24 – Conceituação de vida útil das estruturas de concreto com relação à corrosão das armaduras.



Fonte: Tuutti (1982), ampliado por Helene (1993), adaptado por Carmona (2005).

Portanto, Medeiros *et al.* (2011) afirmam que o conhecimento da durabilidade e dos métodos de previsão da vida útil das estruturas de concreto são fundamentais para:

- Auxiliar na previsão do comportamento do concreto a longo prazo - o conceito de vida útil é introduzido no projeto estrutural de forma análoga ao de introdução da segurança;
- Prevenir manifestações patológicas precoces nas estruturas - esse conhecimento é fundamental para reduzir riscos de fissuras, corrosão, expansões e outros problemas nas estruturas;
- Contribuir para a economia, sustentabilidade e durabilidade das estruturas sempre lembrando que fazer uma boa engenharia significa manejar bem custos, técnica, recursos humanos e respeito ao meio ambiente.

De acordo com Vitório (2015), a vida útil de uma estrutura depende tanto do desempenho dos componentes estruturais propriamente ditos, como de outros componentes diversos, que possam vir a comprometer a funcionalidade e até a estabilidade da obra, caso não funcionem adequadamente.

Essa situação fica bastante evidente no caso das estruturas de pontes, que muitas vezes têm as suas vidas úteis reduzidas pelo funcionamento inadequado de componentes específicos como juntas de dilatação, aparelhos de apoio, drenos do tabuleiro e porosidade do pavimento, entre outros. Tais componentes, que, de modo geral, possuem vidas úteis inferiores à da estrutura da ponte, se transformam em elementos geradores de patologias que aceleram o processo de deterioração estrutural e, em consequência, a diminuição da durabilidade e vida útil da ponte como um todo (VITÓRIO, 2015).

3. MATERIAL E MÉTODOS

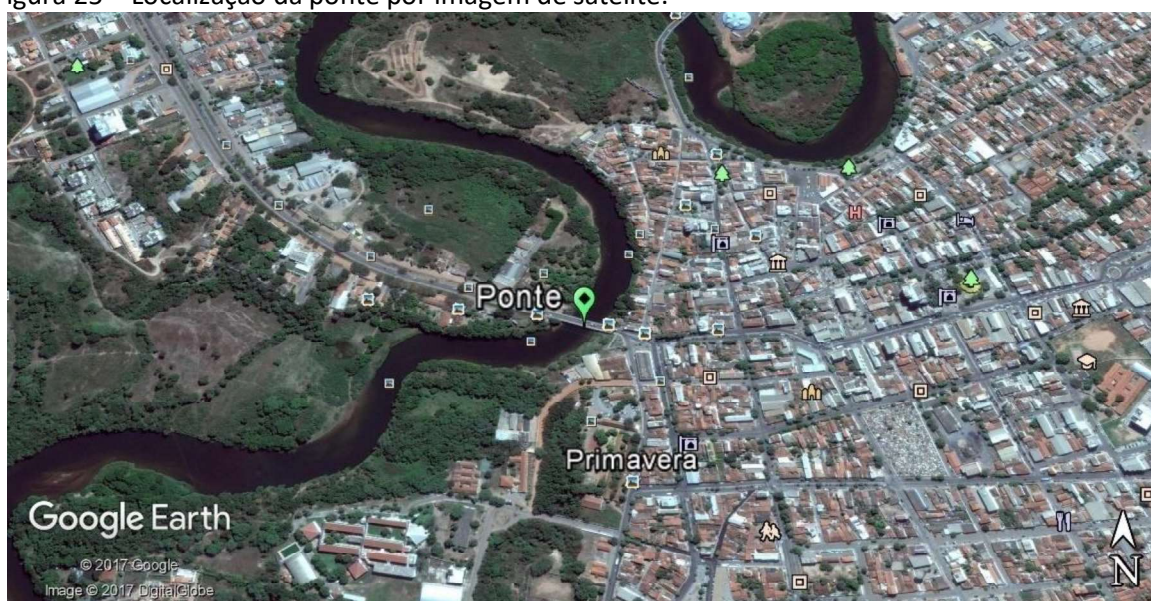
O presente capítulo apresenta a caracterização do objeto de estudo de caso e do macroclima em sua região, bem como, os materiais, equipamentos e procedimentos empregados na realização dos ensaios planejados, com o intuito de atingir os objetivos propostos na realização deste trabalho.

3.1 Objeto de estudo

A ponte de concreto armado sobre o Rio Grande está situada no KM 794 da rodovia BR-242, no perímetro urbano da cidade de Barreiras, no Oeste do estado da Bahia, atualmente sob administração do Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes (DNIT).

A Figura 25 apresenta a imagem de satélite que evidencia a localização da ponte utilizada para o desenvolvimento deste estudo.

Figura 25 – Localização da ponte por imagem de satélite.



Fonte: Imagem digital Google Earth, acesso em agosto/2017.

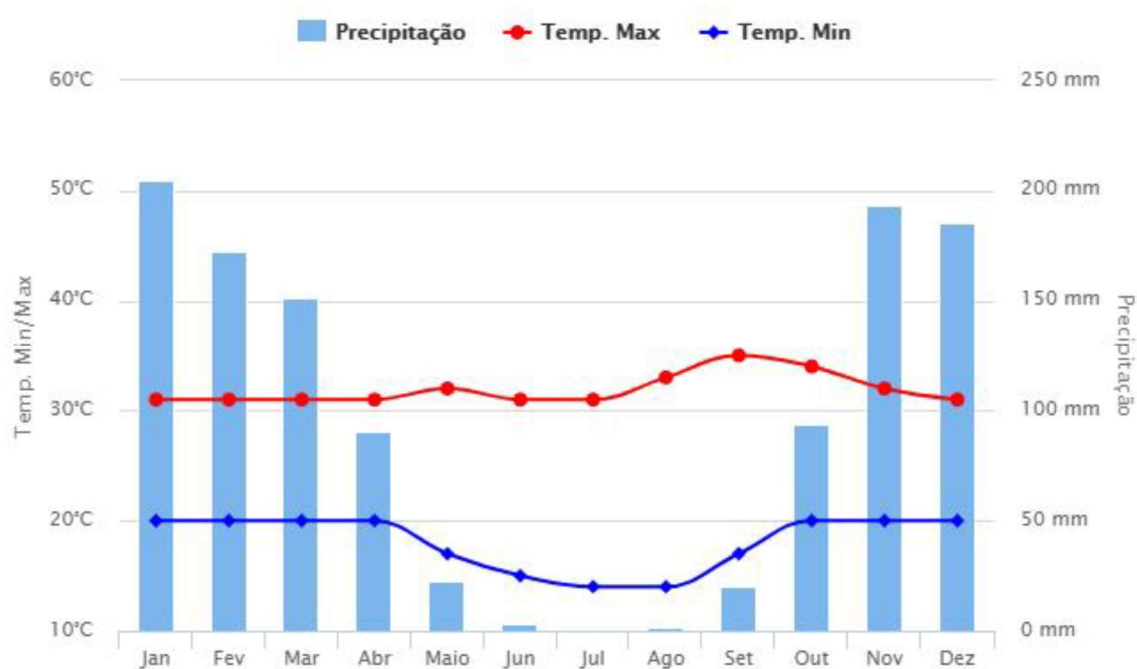
3.2 Macroclima

Para analisar as condições climáticas da região onde está localizada a ponte, buscaram-se as cartas climatológicas da cidade de Barreiras, Bahia, proveniente da estação meteorológica mais próxima, obtidos na plataforma *on line* do Instituto Nacional de

Meteorologia (INMET) e do Climatempo. Também foram utilizados dados registrados no Plano Diretor Planejamento Participativo Barreiras 2030, da cidade de Barreiras, publicado em setembro de 2016. Estes apresentam, para as últimas três décadas, apontamentos de temperatura média, umidade relativa do ar, precipitação e direção e velocidade do vento.

De acordo com BARREIRAS (2016), o município possui clima úmido a sub-úmido e seco a sub-úmido, com temperatura média anual mínima de 20,3 °C, média de 24,3 °C e máxima de 31,5 °C e. Apresenta sazonalidade bem definida, com verão muito chuvoso e chuvas ocasionais na primavera, compreendendo o período de outubro a abril, e seca no restante do ano, com precipitação anual média de 1.018 mm. A Figura 26 apresenta as médias mensais climatológicas de precipitação e temperaturas dos últimos 30 anos, a partir de dados disponibilizados na plataforma *on line* do Climatempo.

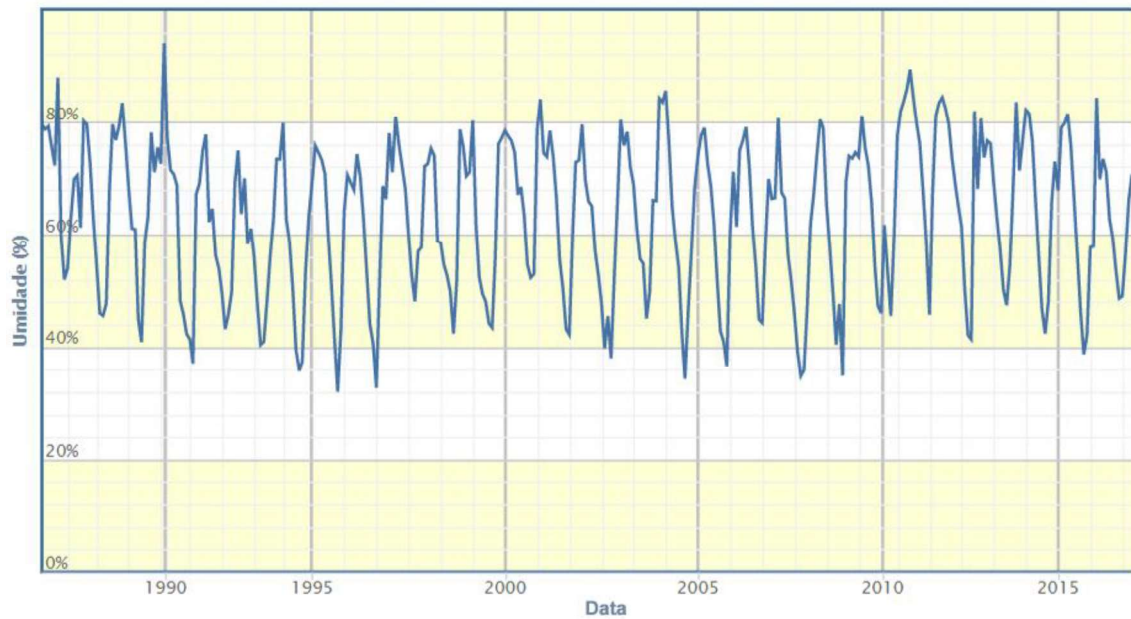
Figura 26 – Médias climatológicas do município de Barreiras, Bahia, entre os anos de 1986 e 2016.



Fonte: Portal Climatempo (acessado em agosto 2017).

Segundo dados do INMET, ao longo do ano, a umidade relativa do ar da região sofre grande variação. A Figura 27 apresenta o gráfico com dados médios mensais de umidade registrados entre os anos 1986 e 2016. Observa-se que a umidade relativa do ar varia, média, de 35 a 85%.

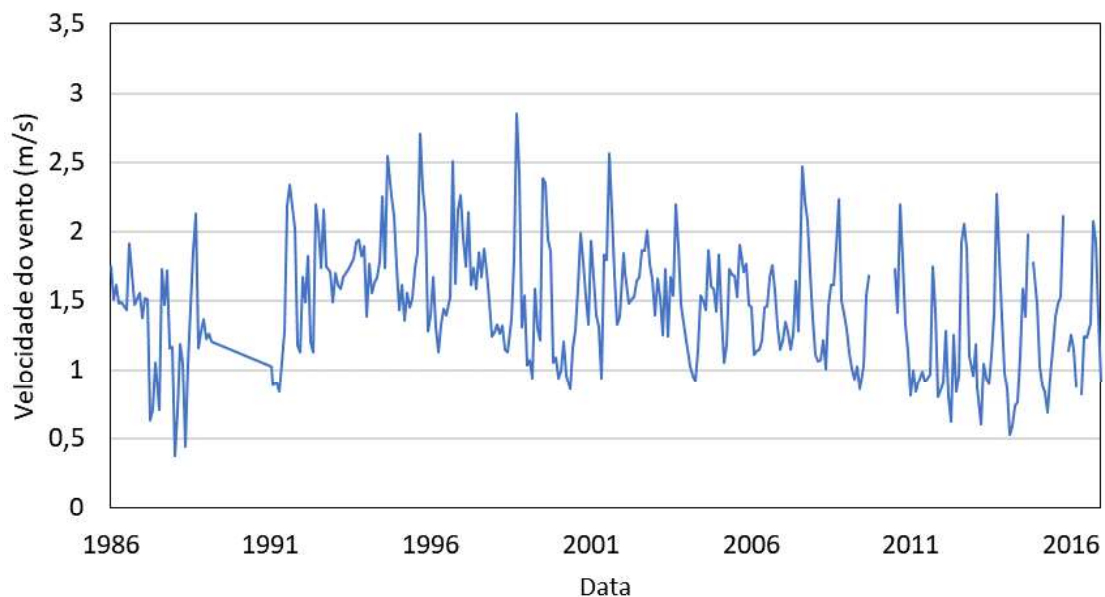
Figura 27 – Umidade relativa do ar de Barreiras (1986-2016).



Fonte: INMET (acessado em agosto 2017).

No território em estudo, os ventos predominantes são do quadrante Nordeste na estação chuvosa e do quadrante Sudeste na estação seca (BARREIRAS, 2016). De acordo com a série histórica registrada pela estação meteorológica 83236, as velocidades médias dos ventos variam, aproximadamente, entre 0,5 e 3,0 m/s, o gráfico da Figura 28 representa a velocidade do vento na cidade de Barreiras.

Figura 28 – Velocidade do vento no município de Barreiras, Bahia (1986-2016).



Fonte: Autor, adaptado de dados de INMET (acessado em agosto 2017).

3.3 Métodos

A 1ª etapa da inspeção da ponte consistiu na realização de vistoria com o propósito de detalhar o sistema estrutural, identificar, por meio de inspeções visuais, as manifestações patológicas existentes e elaborar um plano de amostragem dos elementos a serem experimentalmente verificados, propondo ensaios de natureza não destrutiva para avaliação da durabilidade do concreto armado. Na sequência, constituindo a 2ª etapa, com o objetivo de caracterizar quali-quantitativamente a ponte, foram executados ensaios *in loco* de esclerometria, carbonatação e potencial de corrosão, a fim de minorar a subjetividade da avaliação e de alcançar maior confiabilidade em relação às condições atuais do concreto. Além destes, realizou-se ensaio de porosidade da argamassa do concreto, a partir de procedimentos executados em laboratório. As amostras de argamassa para o ensaio de porosidade foram extraídas dos fragmentos retirados da ponte para determinação da profundidade de carbonatação e potencial de corrosão.

Os resultados obtidos na 2ª etapa subsidiarão a 3ª etapa, de forma a estimar a resistência à compressão, profundidade de carbonatação e a probabilidade de ocorrência de corrosão da armadura.

Para um melhor entendimento do desenvolvimento do estudo, serão apresentados, juntamente com a metodologia de realização de cada ensaio, os critérios de avaliação utilizados para a respectiva interpretação dos dados.

3.4 Inspeção métrica e visual

Inicialmente, para anamnese, buscou-se junto ao DNIT informações de banco de dados que contivessem documentos, projetos, memoriais descritivos e relatórios de inspeções anteriormente realizados na ponte.

Dando sequência, com o intuito de caracterizar a ponte, realizou-se uma visita cadastral com levantamento de dados sobre seu sistema estrutural e cadastro das dimensões, fazendo uso da trena a laser modelo *DLE 150*, da marca *BOSH*. Ainda nesta vistoria, realizou-se inspeções visuais nos elementos, identificando os problemas patológicos existentes.

Na oportunidade, foi realizado registro fotográfico com câmera digital dos elementos e de suas manifestações patológicas e, com auxílio de um Drone¹⁰, modelo *Phantom 3*

¹⁰ Veículo aéreo não tripulado, telecomandado ou programado.

Advanced, da marca *DJI*, apresentado na Figura 29, foram realizadas fotos aéreas da ponte e de seu entorno.

Figura 29 – Drone DJI Phantom 3 Advanced e sua tela de informação de operação.

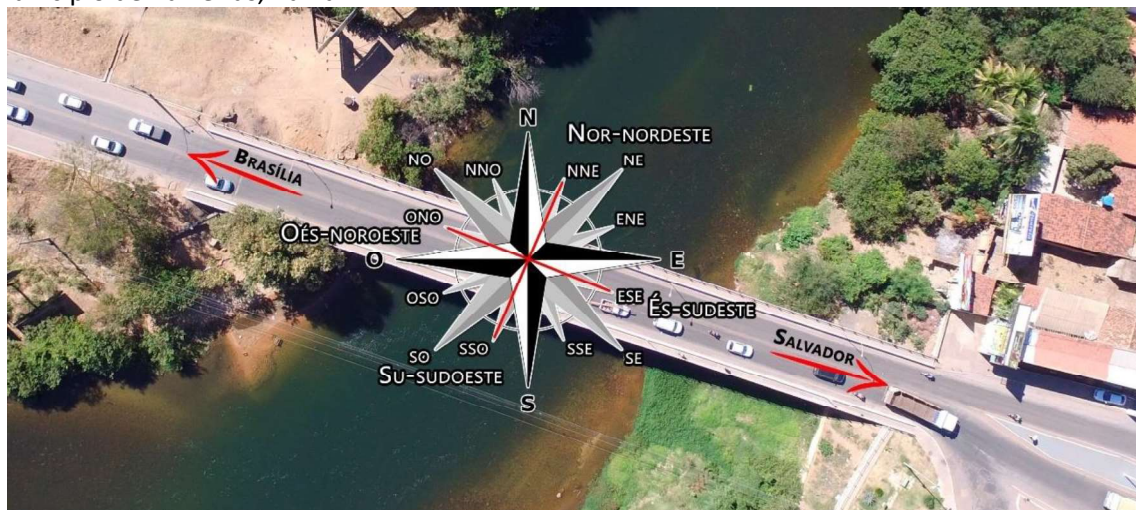


Fonte: Autor.

A partir da conjuntura de serviço e estado de conservação da ponte, além do meio onde está inserida, com auxílio do registro fotográfico, partiu-se para a escolha dos elementos que compõem a análise experimental deste estudo.

Considerando o acesso ao local, respeitando a segurança e conforto durante a inspeção, optou-se por realizar as vistorias e ensaios apenas no lado és-sudeste da ponte, conforme apresentado na Figura 30. De forma que foi possível o acesso a parte das vigas longarinas, transversinas intermediárias e o par de pilares do primeiro vão, além das vigotas e lajes do passeio. A restrição quanto a área de inspeção foi influenciada sobremaneira pelo tempo disponível para a realização do trabalho e carência de equipamentos e acessórios para acesso a locais de difícil acesso da ponte.

Figura 30 – Orientação geográfica da ponte inspecionada sobre o Rio Grande, na BR-242, no município de Barreiras, Bahia.



Fonte: Autor.

Verificou-se, ainda, a presença e eficiência do sistema de drenagem da ponte, aparelhos de apoio e juntas de dilatação.

3.5 Ensaios por métodos não destrutivos

A fim de verificar a homogeneidade do concreto, sua qualidade e resistência, inicialmente realizou-se o ensaio de esclerometria, o qual fornece dados de significativa confiabilidade, além de ser de fácil execução. Dando sequência, com o intuito de estimar a despassivação das armaduras, executou-se o ensaio de profundidade de carbonatação em regiões que não apresentaram sintomas visíveis de corrosão e, em conjunto, verificou-se o potencial de corrosão, haja vista a necessidade de remoção de uma porção do concreto, expondo um segmento da armadura, para a execução de ambos os ensaios. Utilizou-se, ainda, a porção de concreto removido para a realização do ensaio de estimativa do índice de vazios da argamassa que compõe o concreto.

Os métodos de ensaios escolhidos levaram em consideração os dados coletados e observados durante a inspeção visual, além das condições ambientais às quais a estrutura está submetida.

As identificações dos elementos estruturais da ponte, inspecionados, serão referenciados ao longo do trabalho por meio das nomenclaturas apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3 - Nomenclatura adotada para identificar os elementos do sistema da ponte experimentalmente ensaiados.

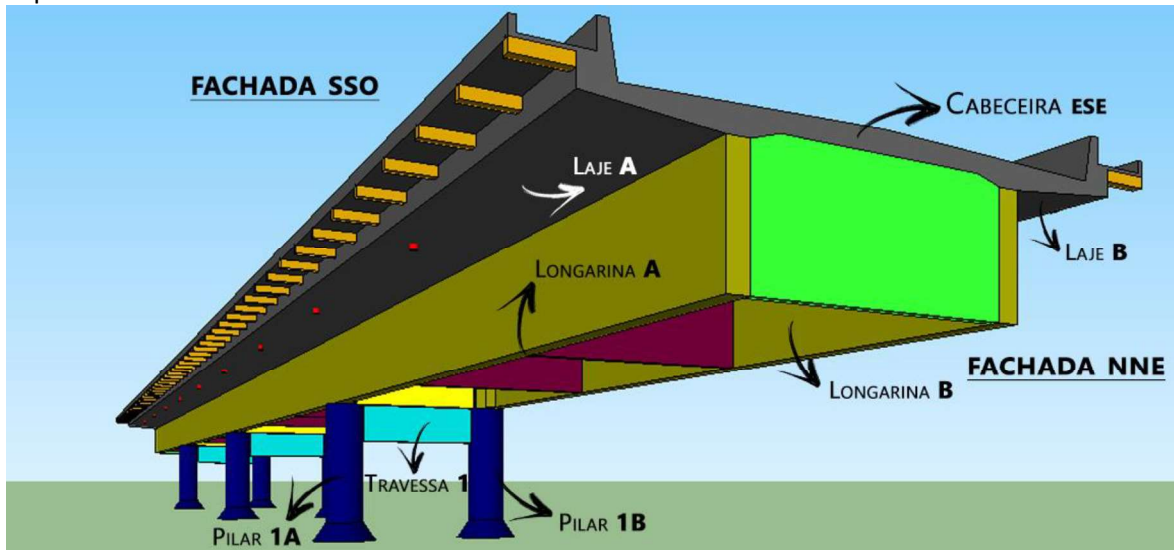
Elemento	Localização	Nomenclatura
Viga Longarina	Fachada SSO (a montante)	Longarina A
Viga Longarina	Fachada NNE (a jusante)	Longarina B
Pilar	Cabeceira ESE - Fachada SSO (a montante)	Pilar 1A
Pilar	Cabeceira ESE - Fachada NNE (a jusante)	Pilar 1B
Viga Travessa	Travessa do Pilar 1	Travessa 1
Laje	Laje do tabuleiro – Fachada SSO	Laje A
Laje	Laje do tabuleiro – Fachada NNE	Laje B

Fonte: Autor

A localização dos elementos estruturais inspecionados pode ser observada em detalhes na Figura 31. Conforme informado, a inspeção ocorreu somente em um vão extremo da ponte, no sentido Barreiras – Luís Eduardo Magalhães. A restrição da área inspecionada foi adotada, sobretudo, pela dificuldade de acesso à estrutura quando da

necessidade de adentrar o leito do rio e, também, pela presença de moradores na cabeceira oés-noroeste (sentido Luís Eduardo Magalhães – Barreiras).

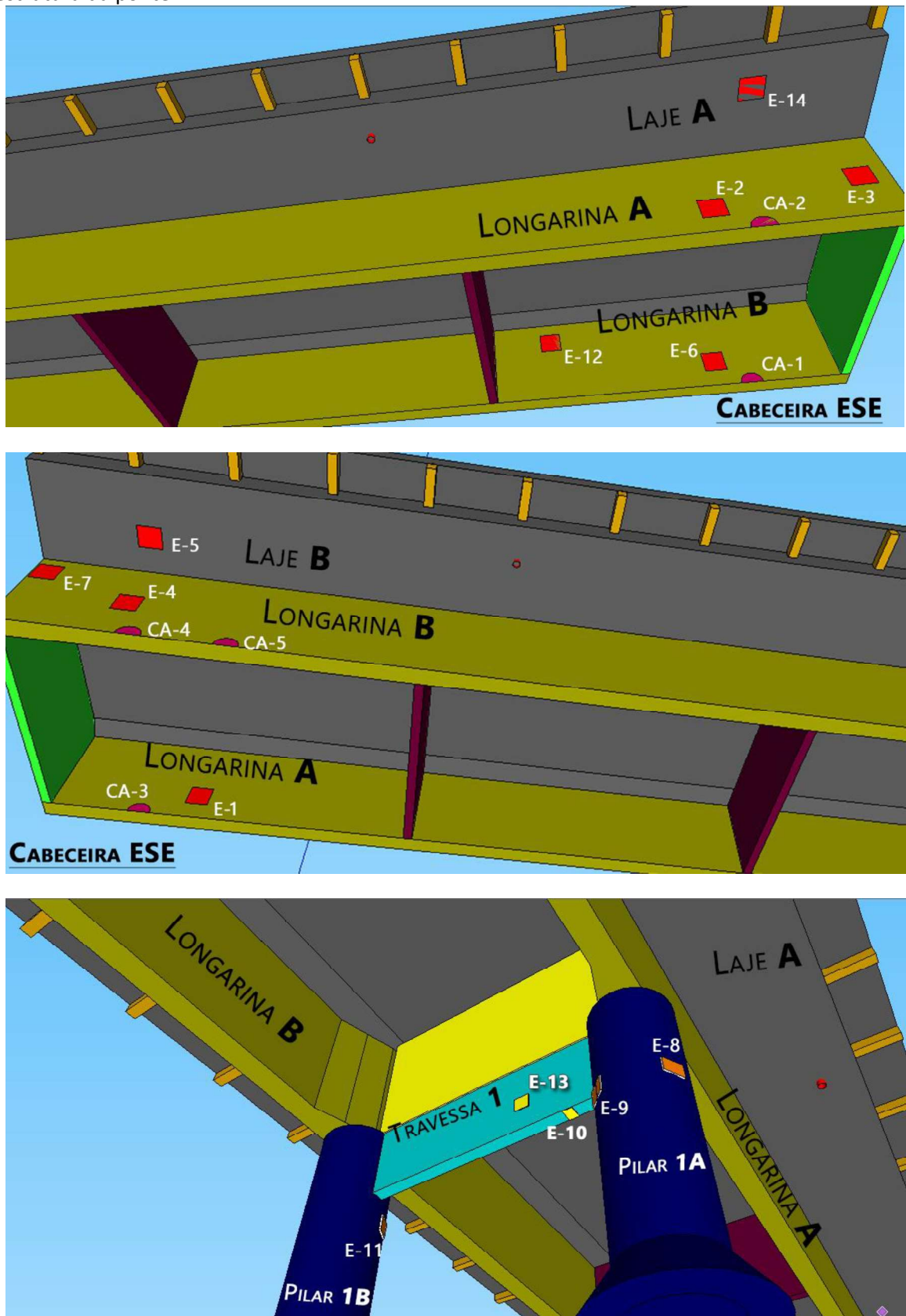
Figura 31 – Nomenclatura adotada para identificar os elementos do sistema da ponte experimentalmente ensaiados.



Fonte: Autor

Diante da apresentação do vão inspecionado e identificação dos elementos estruturais que compõem a ponte, são apresentados na Figura 32 os locais onde foram realizados os ensaios de esclerometria, profundidade de carbonatação e potencial de corrosão.

Figura 32 – Localização e identificação dos pontos de realização de ensaios não destrutivos na estrutura da ponte.



Fonte: Autor.

A Tabela 4, a partir da localização e identificação apresentados na Figura 31, detalha as zonas de ensaio esclerométrico, o que inclui o ângulo de impacto e o número de pontos ensaiados.

Tabela 4 – Descrição das zonas de ensaio de Esclerometria.

Elemento	Área	Localização	Ângulo de Impacto	Nº Pontos
Viga Longarina	E1	Face interna Longarina A , distante 2,0 m da cabeceira da ponte e a 10 cm do fundo da viga.	0º	25
Viga Longarina	E2	Face externa Longarina A , distante 2,5 m da cabeceira da ponte e a 10 cm do fundo da viga.	0º	25
Viga Longarina	E3	Face externa Longarina A , distante 10 cm da cabeceira da ponte e a 1,0 m do fundo da viga.	0º	25
Viga Longarina	E4	Face externa Longarina B , distante 20 cm da cabeceira e a 1,4 m do fundo da viga.	0º	25
Laje	E5	Laje B , distante 1,0 m da cabeceira da ponte e 1,0 m da viga longarina.	+90º	25
Viga Longarina	E6	Face interna Longarina B , distante 2,5 m da cabeceira e a 5 cm do fundo da viga.	0º	25
Viga Longarina	E7	Face externa Longarina B , distante 2,0 m da cabeceira e a 30 cm do fundo da viga	0º	25
Pilar	E8	Pilar 1A , distante 1,8 m da base do pilar.	0º	20
Pilar	E9	Pilar 1A , distante 1,8 m da base do pilar.	0º	20
Viga Travessa	E10	Fundo Travessa 1 , distante 20 cm do Pilar 1A.	+90º	16
Pilar	E11	Pilar 1B , distante 1,8 m da base do pilar.	0º	16
Viga Longarina	E12	Face interna Longarina B , distante 7,5 m da cabeceira e a 1,8 m do fundo da viga.	0º	25
Viga Travessa	E13	Face lateral Travessa 1 , distante 80 cm do Pilar 1A e 20 cm do fundo da viga.	0º	25
Laje	E14	Laje A , distante 2,0 m da cabeceira da ponte e 1,0 m da viga longarina	+90º	25

Fonte: Autor.

A Tabela 5 descreve os pontos utilizados para a determinação da profundidade de carbonatação do potencial de corrosão.

Tabela 5 – Descrição dos pontos de ensaio de carbonatação e potencial de corrosão.

Elemento	Área	Localização
Viga Longarina	CA-1	Face interna Longarina B, distante 2,0 m da cabeceira da ponte.
Viga Longarina	CA-2	Face externa Longarina A, distante 2,0 m da cabeceira da ponte.
Viga Longarina	CA-3	Face interna Longarina A, distante 1,5 m da cabeceira da ponte.
Viga Longarina	CA-4	Face externa Longarina B, distante 2,2 m da cabeceira da ponte.
Viga Longarina	CA-5	Face externa Longarina B, distante 4,2 m da cabeceira da ponte.

Fonte: Autor.

A metodologia utilizada na execução de cada um dos ensaios é descrita, de forma detalhada, a seguir.

3.5.1 Ensaio de Esclerometria

O ensaio de avaliação da dureza superficial por esclerômetro de reflexão foi realizado conforme as recomendações da NBR 7584 (ABNT, 2012) e, para tanto, foi utilizado o equipamento *SADT Concret Test Hammer HT-225D* (Figura 33), que possui energia de percussão de 2,25 N.m, faixa de medição de 10 a 60 R e precisão de $\pm 0,1$ R.

Figura 33 – Esclerômetro de reflexão SADT HT-225D, com energia de percussão de 2,25 N.m, faixa de medição de 10 a 60 R e precisão de $\pm 0,1$ R.



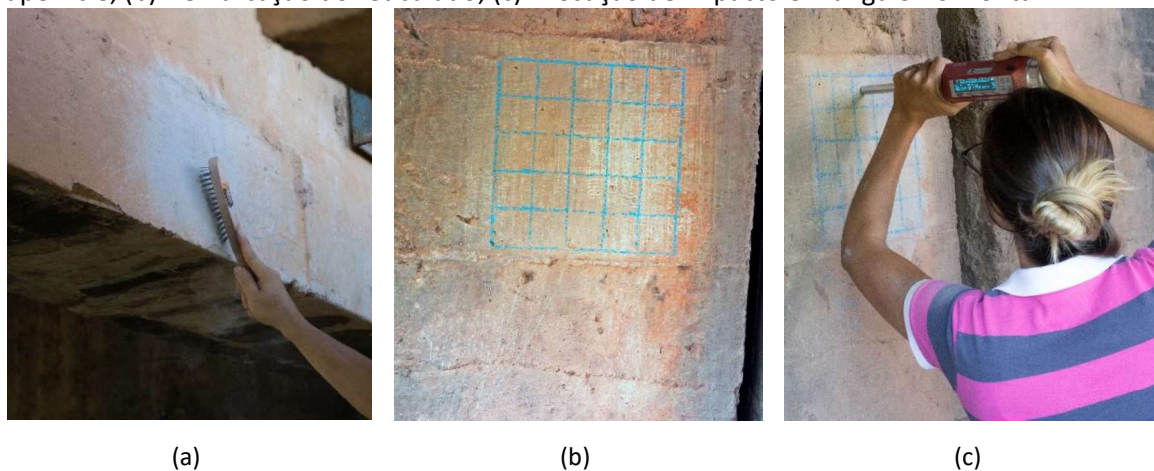
Fonte: Autor.

I. Preparação da superfície dos elementos estruturais de concreto e execução do ensaio.

Previamente à execução dos ensaios esclerométricos, houve a preparação da superfície do concreto com o objetivo de homogeneizar os resultados. Para tanto, as áreas ensaiadas foram limpas por meio de escova de aço e regularizadas por meio de polimento com disco abrasivo, acessório disponibilizado pelo fabricante do aparelho, em movimentos circulares. Toda poeira e pó superficial foram removidos a seco.

A fim de orientar e facilitar o posicionamento do equipamento para a realização dos impactos, a delimitação da zona de ensaio foi realizada por meio de desenho, com giz de cera, na área limpa, de quadriculas de dimensão de 20 x 20 cm, 20 x 25 cm ou 25 x 25 cm, segmentado verticalmente e horizontalmente a cada 5 cm. Devido à indisponibilidade de pacômetro (localizador de armadura), não foi possível verificar a posição e o cobrimento das armaduras nos elementos estruturais e, por isso, o posicionamento das armaduras não foi levado em consideração para o traçado do reticulado. Os impactos foram feitos com o equipamento sempre em posição ortogonal à superfície, de forma horizontal (ângulo de 0°) para lateral de vigas e pilares e vertical (ângulo +90°) para fundo de vigas e lajes, ajustando as configurações do aparelho para cada modo de ensaio. As etapas do ensaio podem ser observadas na Figura 34.

Figura 34 – Detalhe do procedimento do ensaio de esclerometria (a) Limpeza e regularização da superfície; (b) Demarcação do reticulado; (c) Execução de impacto em ângulo horizontal.



Fonte: Autor.

Os ensaios foram realizados nos pilares da extremidade és-sudeste (ESE), bem como em sua viga travessa; nas faces internas e externas no primeiro vão das vigas longarinas e; nas lajes em balanço dos passeios a nor-nordeste (NNE) e su-sudoeste (SSO). Nos pilares,

as medidas foram realizadas a, aproximadamente, 2,70 m da base, uma vez que, na inspeção visual, observou-se uma camada de reforço entorno destes elementos, com altura de 2,25 m.

Em resumo, foram ensaiadas 14 zonas, das quais, 07 (sete) nas vigas longarinas, 02 (duas) nas lajes em balanço, 03 (três) nos pilares da extremidade ESE e 02 na viga travessa destes elementos.

II. Metodologia de cálculo para a determinação da resistência à compressão.

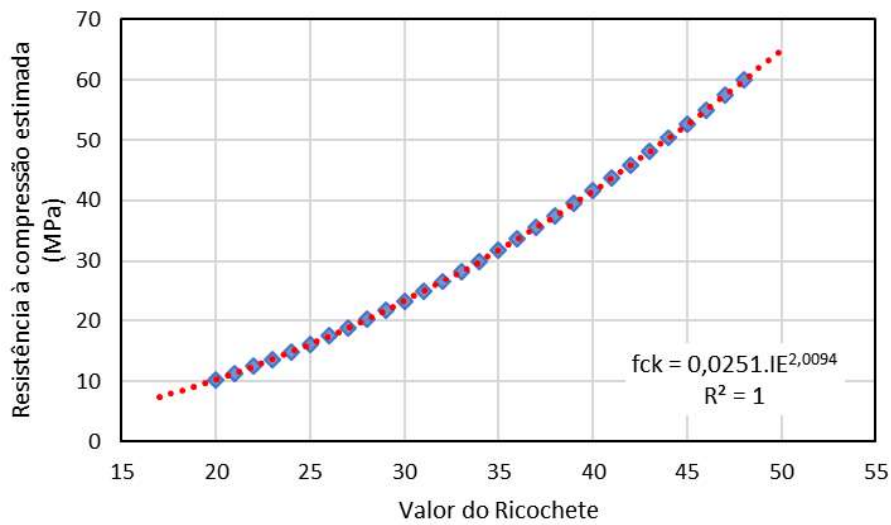
A determinação dos índices esclerométricos médios, utilizados na estimativa de resistência à compressão dos elementos estruturais, foi realizada a partir da aplicação da metodologia proposta pela NBR 7584 (ABNT, 2012). De posse dos índices médios, aplicou-os na curva característica, que relaciona o valor de rebote à resistência à compressão, proposta pelo fabricante do equipamento no manual de operação.

A rotina adotada para a determinação da resistência à compressão nestes casos foi:

- a. Ordenamento crescente dos índices esclerométricos (entre 16 e 25 resultados);
- b. Eliminar todos os valores de rebote que não estivessem contidos no intervalo de 20 a 50 R;
- c. Cálculo da média aritmética, variância amostral, desvio padrão amostras e coeficiente de variação dos índices esclerométricos;
- d. Avaliação para que nenhum índice esclerométrico individual não esteja afastado em mais de 10% do valor médio obtido;
- e. Caso o item IV não fosse atendido, o(s) índice(s) esclerométrico(s) divergente(s) era(m) eliminado(s) e a rotina, a partir do item III, era repetida;
- f. Garantir que o índice médio final tenha uma amostra mínima de cinco valores de rebote;
- g. Com o índice esclerométrico médio era determinada a resistência à compressão equivalente a partir da curva gerada pela tabela de correlação disponibilizada pelo fabricante;
- h. Cálculo da média aritmética, variância amostral, desvio padrão amostral e coeficiente de variação dos resultados de resistência à compressão por elemento estrutural.

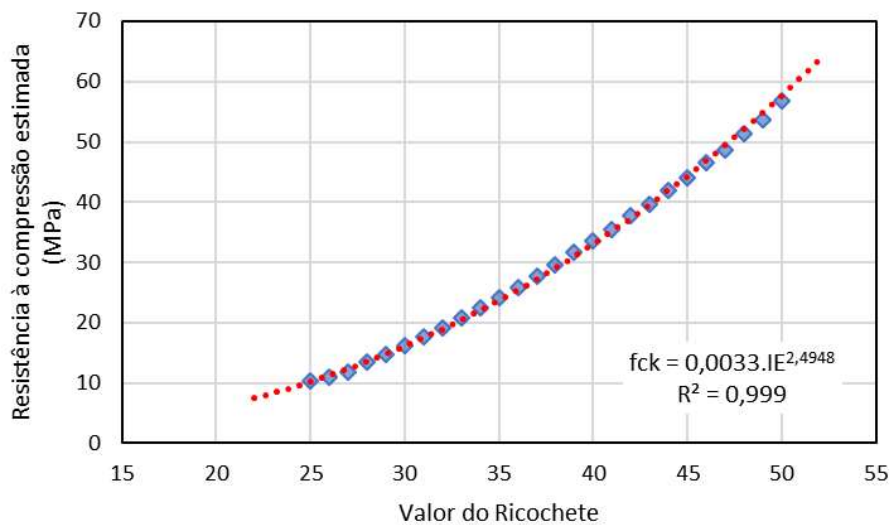
Para a obtenção da resistência do concreto, o fabricante fornece, no manual do equipamento, a tabela que correlaciona o índice esclerométrico com a resistência à compressão do concreto. Tais valores estão representados nos gráficos das Figura 35 e Figura 42Figura 36, para os ângulos de impacto de 0° (ensaio na horizontal) e 90° (ensaio realizado verticalmente, em sentido contrário à ação da gravidade).

Figura 35 – Curva de correlação entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão para o ângulo de impacto de 0°, obtida a partir de dados disponibilizados pelo fabricante do esclerômetro.



Fonte: Autor.

Figura 36 – Curva de correlação entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão para o ângulo de impacto de 90°, obtida a partir de dados disponibilizados pelo fabricante do esclerômetro.



Fonte: Autor.

O aparelho permite escolher o ângulo de ensaio e a face do elemento, convertendo automaticamente o resultado gerado, dispensando a conversão por métodos de cálculo.

As equações utilizadas para o cálculo da resistência à compressão do concreto, obtidas a partir dos gráficos são:

- Para ângulo de impacto 0º (Horizontal):

$$f_{ck} = 0,0251 * IE^{2,0094} \quad (6)$$

- Para ângulo de impacto + 90º (Vertical para cima):

$$f_{ck} = 0,0033 * IE^{2,4948} \quad (7)$$

Onde:

fck = Resistência característica do concreto [MPa]; e
IE = Índice esclerométrico médio.

3.5.2 Ensaio de profundidade de carbonatação

O ensaio de frente ou profundidade carbonatação sucedeu-se por meio da aspersão de solução alcóolica de fenolftaleína, composta de 1,0 g dessa substância, 49,0 g de álcool etílico p.a. e 50,0 g de água destilada.

Para os testes na ponte, a substância foi previamente preparada em laboratório, fazendo uso dos seguintes equipamentos: Balança Analítica *UniBloc*, modelo *AUY220* da marca *SHIMADZU*, pipeta com bulbo de sucção de borracha e recipiente polimérico para pesagem

1. Execução do ensaio.

Para viabilizar este ensaio *in loco*, foram necessários marreta, talhadeira, régua e paquímetro graduado em milímetros, pincel e frasco aspersor. Para análise foram feitos sulcos nos elementos estruturais, utilizando-se marreta e talhadeira, de forma a possibilitar a remoção da camada de revestimento e deixar a armadura principal exposta, viabilizando as medições para toda a espessura de revestimento.

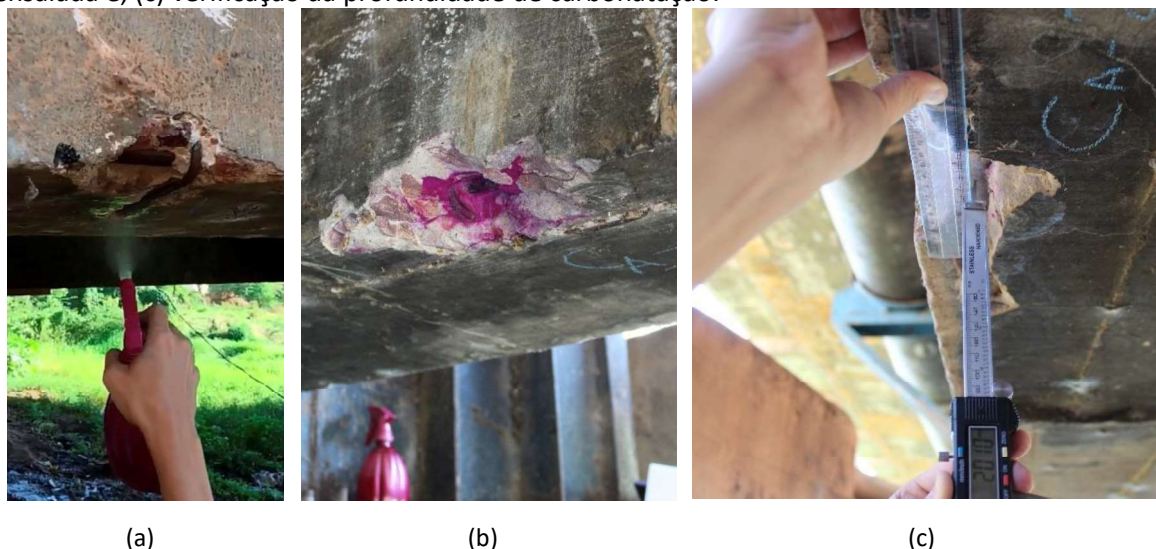
Como esta operação de fratura do concreto é trabalhosa e exige reparo posterior e, ainda, pela ausência de pacômetro para verificação da posição da armadura, decidiu-se executar o ensaio em apenas alguns pontos das vigas longarinas. Na viga da fachada SSO

foram executados dois pontos de medição, sendo um na face interna e outro na externa. Na fachada NNE escolheu-se duas áreas externas e uma interna.

Dando continuidade, procedeu-se a limpeza superficial utilizando um pincel para remover os resíduos de pó, garantindo que esses não viessem a interferir no ensaio. Com um borrifador, a solução de fenolftaleína foi aspergida sobre as regiões fraturadas, medindo-se, ao final do ensaio, a profundidade de carbonatação com auxílio de régua e paquímetro milimetrado.

A verificação da frente de carbonatação foi realizada após 5 minutos do momento da aspersão da solução de fenolftaleína. Em cada região analisada foram medidas cinco profundidades de carbonatação na posição vertical (fundo da viga à armadura principal) e três pontos na posição horizontal (face lateral à armadura principal). O procedimento de ensaio pode ser observado na Figura 37.

Figura 37 – Detalhe do procedimento de ensaio de determinação da profundidade de carbonatação (a) aspersão da solução de fenolftaleína no sulco do elemento estrutural; (b) coloração da área ensaiada e; (c) verificação da profundidade de carbonatação.



Fonte: Autor.

II. Metodologia de cálculo para a determinação do coeficiente de carbonatação.

De posse das informações extraídas do ensaio, foi calculada a média das profundidades de carbonatação e, a partir do modelo de Tuutti (1982), foi realizada a estimativa do coeficiente de carbonatação do concreto, o que permite estimar o tempo necessário para a ocorrência da despassivação da armadura por redução do pH e,

consequentemente, o início da corrosão das armaduras. O modelo de Tuutti (1982) é representado pela Equação 8.

$$C_c = k\sqrt{t} \longleftrightarrow t = \left(\frac{C_c}{k}\right)^2 \quad (8)$$

Sendo:

- C_c = Profundidade carbonatada [mm];
- k = Coeficiente de carbonatação [mm/ano^{0,5}]; e
- t = Tempo de exposição [anos].

O modelo de Tuutti avalia, basicamente, o tempo de difusão do CO₂ para o interior da peça de concreto.

3.5.3 Ensaio de potencial de corrosão

Este ensaio consiste na medição dos potenciais eletroquímicos na superfície do concreto a fim de se obter dados quanto ao estado de corrosão no aço confinado no interior do concreto. Realizado em campo, o ensaio respeitou as recomendações da ASTM C 876-09. Uma vez expostas as armaduras, foi feita a limpeza da superfície do aço com lima e lixa, com intuito de remover qualquer impureza, camada de passivação ou corrosão que pudessem ser resistivas e influenciar no contato elétrico entre a ponteira do multímetro e a barra de aço.

O método empregado para a avaliação do potencial de corrosão utilizou um multímetro com impedância de entrada de 10 MΩ, modelo *ET 1400*, da marca *MINIPA*, com resolução em nível de milivolt (mV), conectado ao eletrodo de referência de Prata/Cloreto de Prata (Ag/AgCl), conforme observado na Figura 38. A umidificação do concreto nos locais de medida foi realizada por solução preparada em laboratório, composta de água destilada/detergente, na proporção de 5,0 mililitros de detergente para 1,0 litro de água, conforme preconiza a norma ASTM C876 (1999). O contato do eletrodo no concreto foi realizado por meio de esponja umidificada com a solução descrita anteriormente.

Figura 38 – Multímetro utilizado no ensaio de potencial de corrosão realizado por meio de eletrodo de referência de prata/cloreto de prata (Ag/AgCl).

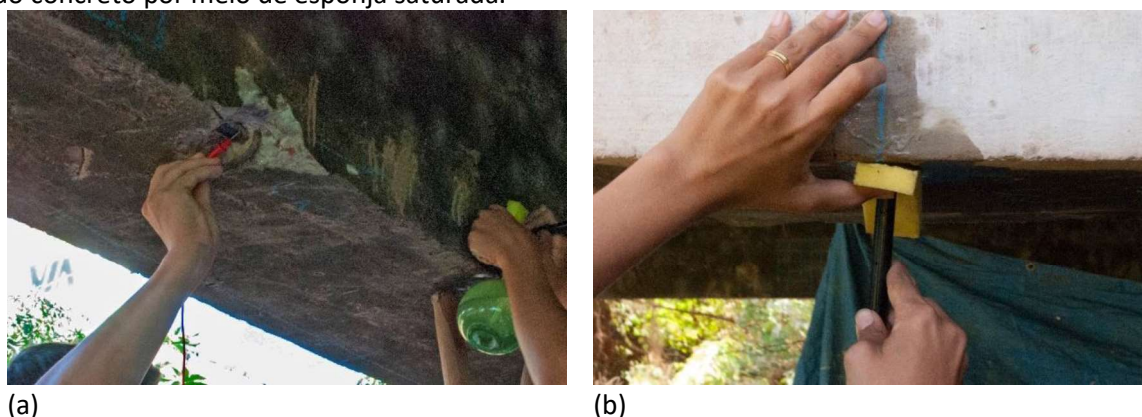


Fonte: Autor.

I. Execução do ensaio.

O planejamento do ensaio compreendeu a realização das leituras em duas faces da viga (lateral e inferior), para ambos os lados da região de exposição da barra de aço (direita e esquerda), totalizando de 16 pontos. A partir do ponto de referência (exposição da barra de aço), foram distribuídos 4 pontos para a esquerda e 4 pontos para a direita, com espaçamento entre si de 40 cm. Assim sendo, foram previstos 8 pontos de medida de potencial de corrosão nas proximidades dos locais de exposição da barra de aço. As superfícies de contato foram previamente limpas, lixadas e umidificadas, por meio de borrifador, com solução previamente preparada. Realizou-se quatro aspersões com intervalo de 2 minutos entre elas. A Figura 39 apresenta os detalhes de contato da ponta de medição do multímetro com a barra de aço exposta e do eletrodo de referência com a superfície do concreto por meio de esponja saturada.

Figura 39 – Detalhe do procedimento de ensaio de potencial de corrosão. (a) contato da ponta de medição do multímetro com a barra de aço exposta e; (b) do eletrodo de referência com a superfície do concreto por meio de esponja saturada.



(a)
Fonte: Autor.

(b)

Nas medições, uma ponta de prova foi encostada à superfície de aço lixada e a diferença de potencial foi verificada posicionando-se o eletrodo de referência sobre esponja satura em solução de água destilada e detergente, disposta sobre a superfície de concreto, em pontos previamente definidos. A esponja é utilizada para melhorar a condutividade elétrica entre o eletrodo de referência e a região do concreto onde se desejava medir o potencial de corrosão.

II. Metodologia de avaliação da probabilidade de corrosão.

Rocha (2012) cita que as leituras de potencial de corrosão são, em sua maioria, negativas e estão associadas à probabilidade de corrosão, de acordo com as faixas previamente estabelecidas por Van Daveer (1975) *apud* Cascudo (2005). **A Erro! Fonte de referência não encontrada.** apresenta as faixas de probabilidade de corrosão para o eletrodo de referência de prata/cloreto de prata (Ag/AgCl).

Tabela 6 – Faixas de avaliação do potencial de corrosão para o eletrodo de referência de prata/cloreto de prata (Ag/AgCl).

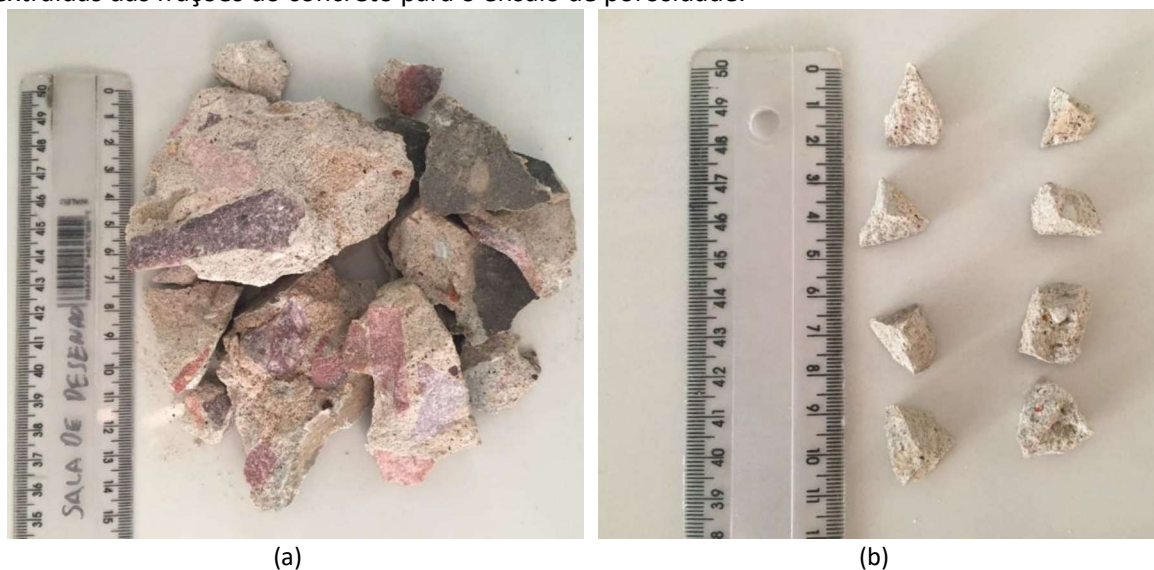
Prata/Cloreto de Prata (mV)	Probabilidade de Corrosão
> -106	Baixa (até 10% de risco de corrosão)
-106 até -200	Incerteza
-200 até -256	Intermediária
-256 até -406	Alta (até 90% de risco de corrosão)
< -406	Corrosão Severa

Fonte: Van Daveer (1975); Cascudo (2005) *apud* Rocha (2012).

3.5.4 Ensaio de Porosidade

Após o ensaio de carbonatação, aproveitou-se as partes da camada de concreto removidas dos cinco pontos (Figura 40 (a)) para extrair, com auxílio de marreta e talhadeira, as amostras prismáticas de argamassa sem a presença de agregado graúdo. Foram obtidas 11 amostras de argamassa (Figura 40 (b)) para o ensaio de porosidade.

Figura 40 – Amostras de concreto da camada de cobertura das vigas da ponte utilizadas para o ensaio de porosidade de argamassa. (a) Frações de concreto removidas; (b) amostras de argamassa extraídas das frações do concreto para o ensaio de porosidade.



Fonte: Autor.

1. Procedimento de ensaio.

As frações de argamassa foram dispostas em recipientes com água, permanecendo submersa por 30 minutos para que fosse garantida a saturação. Decorrido esse tempo, utilizando a balança analítica, da marca MARTE, modelo AD2000, com precisão de 0,01 g, determinou-se as massas saturadas das amostras. Para tanto, as amostras foram retiradas, individualmente, dos recipientes para saturação, secas superficialmente com papel absorvente para, então, se realizar a determinação das respectivas massas saturada superfície seca (M_{SSS}). A massa submersa (M_{sub}) foi determinada a partir da disposição da amostra em um cesto vazado, acessório da balança, que foi acoplado em sua célula de carga na parte inferior e, submerso em um recipiente com água (ver Figura 41), permitindo o contato desta com o material a ser ensaiado.

Figura 41 – Procedimento de ensaio de porosidade (a) amostras submersas em água para saturação; (b) balança analítica para determinação das massas.



(a)



(b)

Fonte: Autor.

Findada a determinação da M_{SSS} e M_{Sub} de cada uma das amostras, essas foram acondicionadas em sacos plásticos identificados (Figura 42 (a)) e, levadas ao ultrafreezer da marca *INDREL* (Figura 42 (b)), modelo *CPS 10-D*, à temperatura de $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$ para o congelamento da água contida nos poros da argamassa. O tempo de permanência no ultrafreezer foi de 24 horas. Decorrido este tempo, a água livre congelada nos poros da amostra de argamassa foi retirada por meio de sublimação em equipamento liofilizador modelo *LS 3000* (Figura 42 (c)), da marca *TERRONI*, com condensador a uma temperatura de $-50\text{ }^{\circ}\text{C}$. As amostras permaneceram no equipamento por 16 horas, em câmara de vácuo máximo de $85\text{ }\mu\text{m Hg}$. Encerrado o processo de liofilização, determinou-se a massa seca (M_s) de cada uma das amostras.

Figura 42 – Processo de congelamento da água contida nos poros das amostras de argamassa e sublimação por liofilização. (a) amostras devidamente identificadas para acondicionamento em ultrafreezer; (b) ultrafreezer CPS 10-D; (c) liofilizador LS 3000.



(a)



(b)



(c)

Fonte: Autor.

II. Metodologia de cálculo para a determinação da porosidade da argamassa de concreto.

A porosidade das amostras de argamassa extraída dos fragmentos de concreto foi calculada por meio da Equação 9, seguindo os critérios estabelecidos na ASTM C20 e, no princípio de Arquimedes:

$$P(\%) = \frac{M_{SSS} - M_s}{M_{SSS} - M_{sub}} \times 100 \quad (9)$$

Onde:

P	=	Porosidade [%];
M _{SSS}	=	Massa saturada com superfície seca [g];
M _s	=	Massa saturada [g];
M _{sub}	=	Massa submersa [g].

Com base nos critérios gerais de durabilidade, Helene (1993) propõe, conforme representado na Tabela 7, a classificação dos concretos em função da porosidade:

Tabela 7 – Classificação da durabilidade de concreto em função da porosidade.

Prata/Cloreto de Prata (mV)	Porosidade
Duráveis	≤ 10%
Normais	Entre 10% e 15%
Deficientes	≥ 15%

Fonte: Helene (1993).

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Inspeção visual, investigação e caracterização da estrutura

A Ponte sobre o Rio Grande localiza-se no KM 794, da rodovia BR-242, em área urbana da cidade de Barreiras – BA, foi construída na década de 60 pelo DNER. A imagem fotográfica da Figura 43 retrata parte da construção da obra.

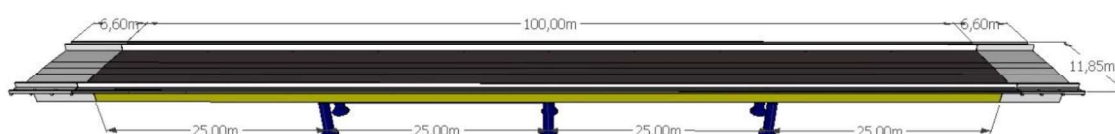
Figura 43 - Obra da ponte sobre o Rio Grande, na cidade de Barreiras/BA, na década de 1960.



Fonte: < <http://www.tvweb-barreiras.com/2015/11/um-pouco-da-historia-de-barreiras.html>>, acessado em setembro 2017.

Em termos da sua geometria, a ponte possui extensão total de 113,20 metros, sendo constituída por tabuleiro central com 100,00 metros de comprimento, além dos viadutos de acesso, com 6,60 metros cada e, largura de 11,85 metros, dos quais 9,15 metros compreende a pista com duas faixas de rolamento, de pavimento asfáltico e sem acostamento, sendo os outros 2,70 metros referente aos passeios, defensas e guarda-corpo. A seção longitudinal da ponte pode ser observada na Figura 44. O Anexo A apresenta outros registros fotográficos referente à caracterização da ponte em estudo.

Figura 44 – Seção longitudinal da ponte sobre o Rio Grande.



Fonte: Autor.

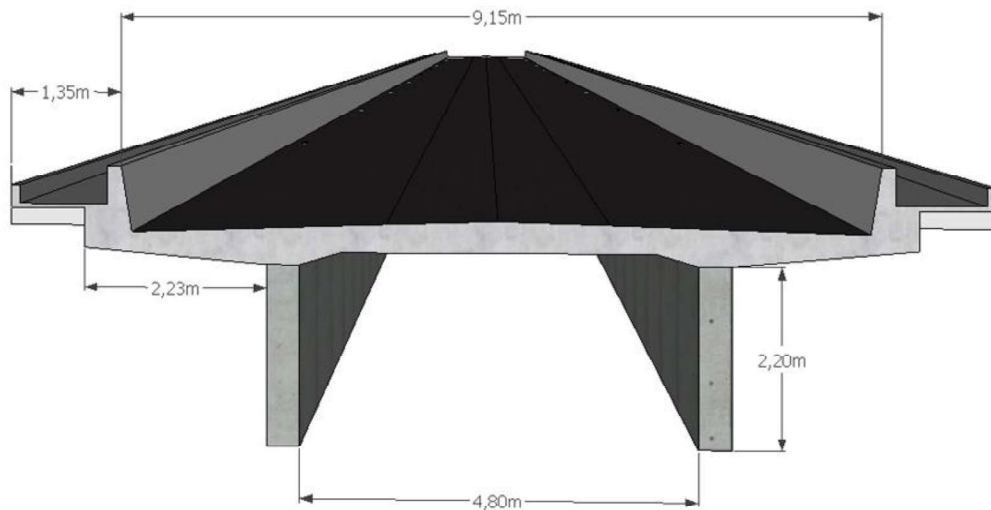
Com estrutura de concreto armado moldado in loco, a ponte rodoviária em estudo possui desenvolvimento planimétrico ortogonal e altimétrico horizontal, conforme ilustrado na Figura 45, com superestrutura em vigas longitudinais contínuas, paralelas, com tabuleiro superior em laje maciça, representados na Figura 46.

Figura 45 – Imagens aéreas da ponte sobre o Rio Grande, com desenvolvimento planimétrico ortogonal e altimétrico horizontal.



Fonte: Autor.

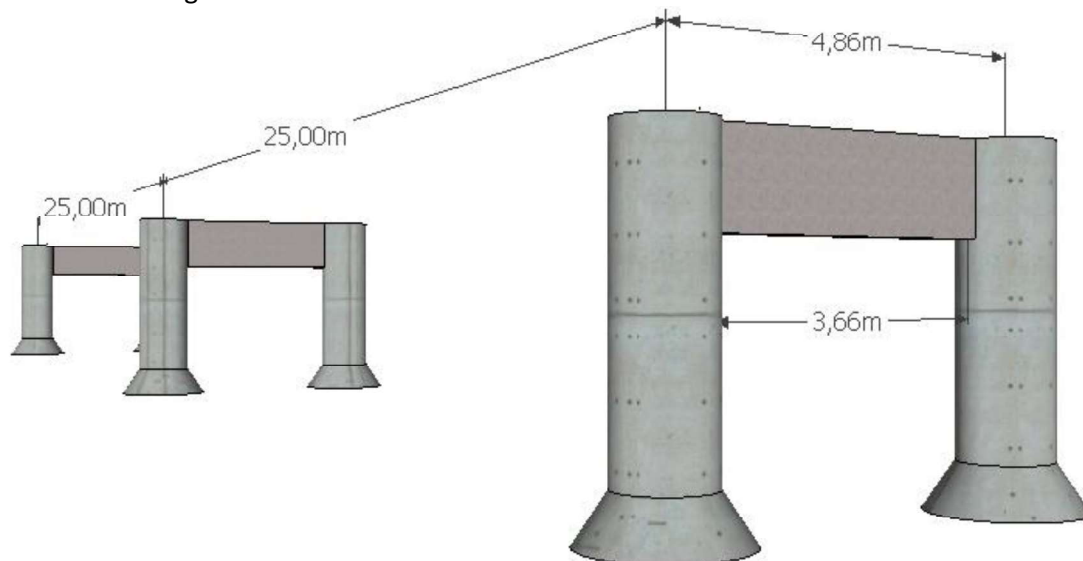
Figura 46 – Seção transversal da ponte com tabuleiro laje maciça superior e vigas longitudinais contínuas.



Fonte: Autor.

As vigas longarinas estão dispostas sobre três conjuntos centrais de apoios (Figura 47), com distância de 25,00 metros entre seus eixos. Cada um dos conjuntos possui dois pilares, de seção transversal circular, com diâmetro de a 1,20 metros, interligados por vigas travessas de seção transversal de 0,20 x 1,20 metros e comprimento de 3,66 metros, distância entre as faces internas dos pilares.

Figura 47 – Representação dos conjuntos de pilares, de seção transversal circular, interligados por viga travessa retangular.

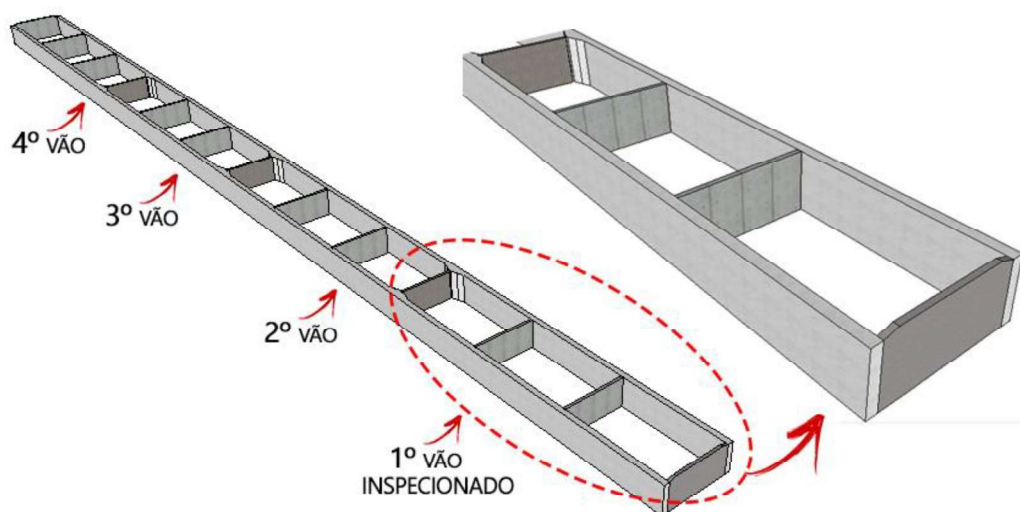


Fonte: Autor.

Com 4 vãos de 25,00 metros, a ponte possui duas cortinas que se apoiam sobre os encontros de arrimo das cabeceiras, oito vigas transversinas, sendo duas em cada vão, além das três transversinas sobre os apoios intermediários.

A Figura 48 ilustra as vigas longarinas e transversinas da ponte, além da cortina da cabeceira.

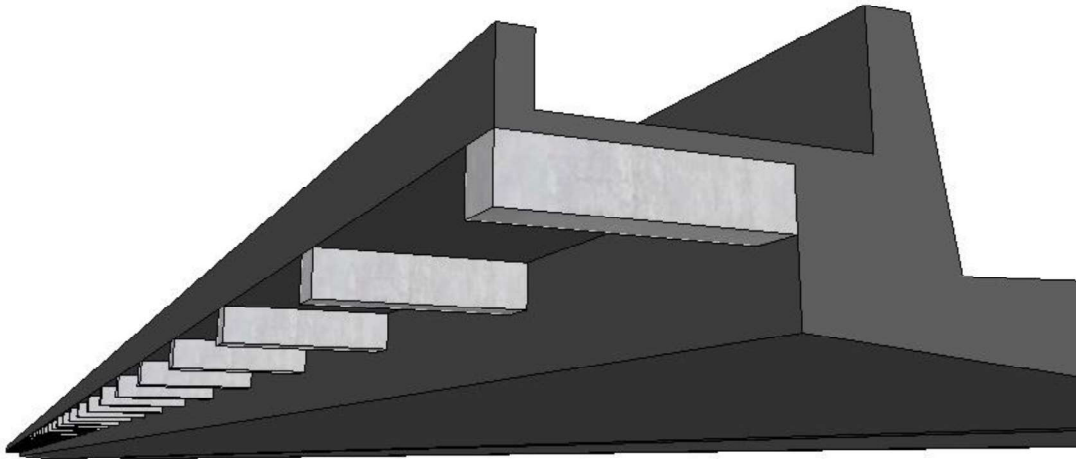
Figura 48 – Representação das vigas longarinas e transversinas da ponte.



Fonte: Autor.

Como suporte das lajes dos passeios, tem-se vigotas de seção 20 x 20 cm, distantes 2,00 metros entre seus eixos, em toda a extensão da ponte, representadas na Figura 49.

Figura 49 – Vigotas em concreto armado sob a laje dos passeios.



Fonte: Autor.

A ponte possui juntas de dilatação localizadas nas extremidades, entre a cabeceira da ponte e os viadutos de acesso, conforme observado na Figura 50.

Figura 50 – Junta de dilatação entre a cabeceira da ponte e o viaduto de acesso.



Fonte: Autor.

A superestrutura transmite os esforços aos apoios, tanto de extremidades quanto intermediários, por meio de aparelhos de apoio elastoméricos (Neoprene). A Figura 51 corresponde aos aparelhos de apoio sobre os pilares.

Figura 51 – Aparelho de apoio elastomérico sobre os pilares.



Fonte: Autor.

O sistema de drenagem das faixas de rolamento, observado na Figura 52, é composto por tubos metálicos, com diâmetro interno de 80 milímetros e diâmetro externo de 90 milímetros, dispostos a cada 10 metros, totalizando 9 tubos para cada lado da ponte. Nos passeios, o sistema de drenagem é feito por tubos de PVC de 40 mm de diâmetro espaçados em 2,00 m.

Figura 52 – Tubos metálicos do sistema de drenagem das faixas de rolagem.



Fonte: Autor.

Em consulta ao DNIT, não foi possível obter informações referente aos projetos, memoriais, ou qualquer outro dado relacionado à construção da ponte. No entanto, o órgão forneceu relatório de prova de carga realizado em 1993 e o projeto de reforço estrutural ocorrido neste mesmo ano.

O objetivo da prova de carga realizada foi avaliar o comportamento real sob carga da longarina principal da Ponte sobre o Rio Grande, na fachada SSO, à montante do rio, para que fosse avaliada a capacidade de suporte de tubulação de ferro fundido de 600 mm de

diâmetro, com carga total de 0,45 tf/m, a ser instalada pela Empresa Baiana de Águas e Saneamento (EMBASA) para o fornecimento de água ao município.

Apontou-se, no relatório, que a viga de ligação entre os pilares centrais apresentava características de ruína próximo ao pilar da fachada NNE, a jusante do rio. A barra de aço longitudinal inferior estava exposta, bem como o estribo vertical que costurava a fissura da viga entre os pilares (Figura 53).

Figura 53 – Travessa de ligação entre os pilares centrais com rachadura angulada e armadura exposta.



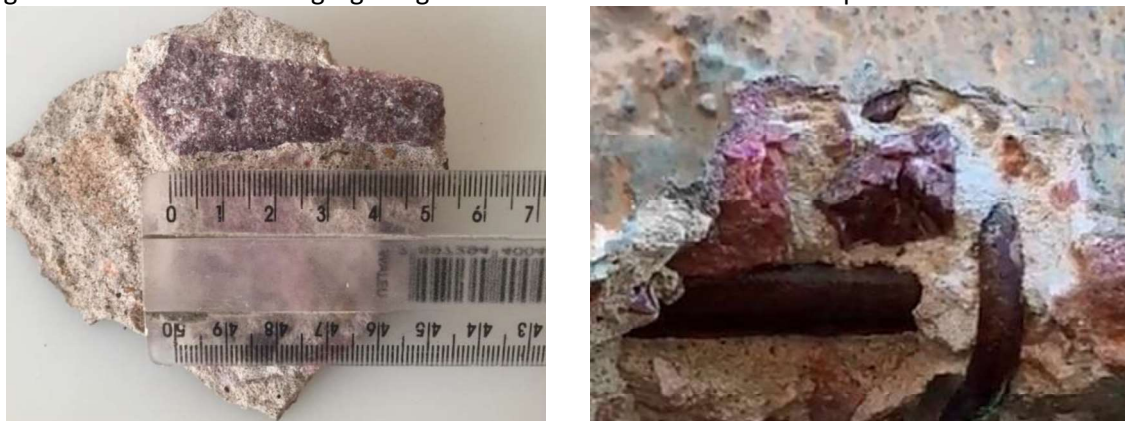
Fonte: Relatório técnico - AJL Engenheiros e Arquitetos Associados Ltda. , 1993.

A avaliação feita resultou em intervenção na ponte, na qual foi realizada, em 1994, um reforço estrutural na estrutura e alargamento de sua seção transversal. Os serviços executados foram:

- Cravação de estacas e reforço em bloco maciço no entorno dos pilares centrais;
- Proteção dos tubulões;
- Substituição dos aparelhos de apoio;
- Alargamento do tabuleiro da ponte.

De acordo com o projeto de reforço fornecido, a seção transversal original da ponte, anterior ao alargamento, possuía 10,00 metros, sendo 8,40 metros referente a pista de rolagem. Com o alargamento feito em 1994, a ponte atingiria a largura de 12,15 metros, com 9,45 metros de faixa de rolagem e 2,70 metros de passeio, defensas e guarda corpo. No entanto, as dimensões verificadas em campo não condizem com o projeto. A Figura 54 compara as seções transversais original, com alargamento de projeto e seção de fato executada. Outros comparativos da ponte antes e após o alargamento do tabuleiro podem ser observados no Anexo B.

Figura 56 – Dimensões do agregado graúdo constituinte do concreto da ponte.

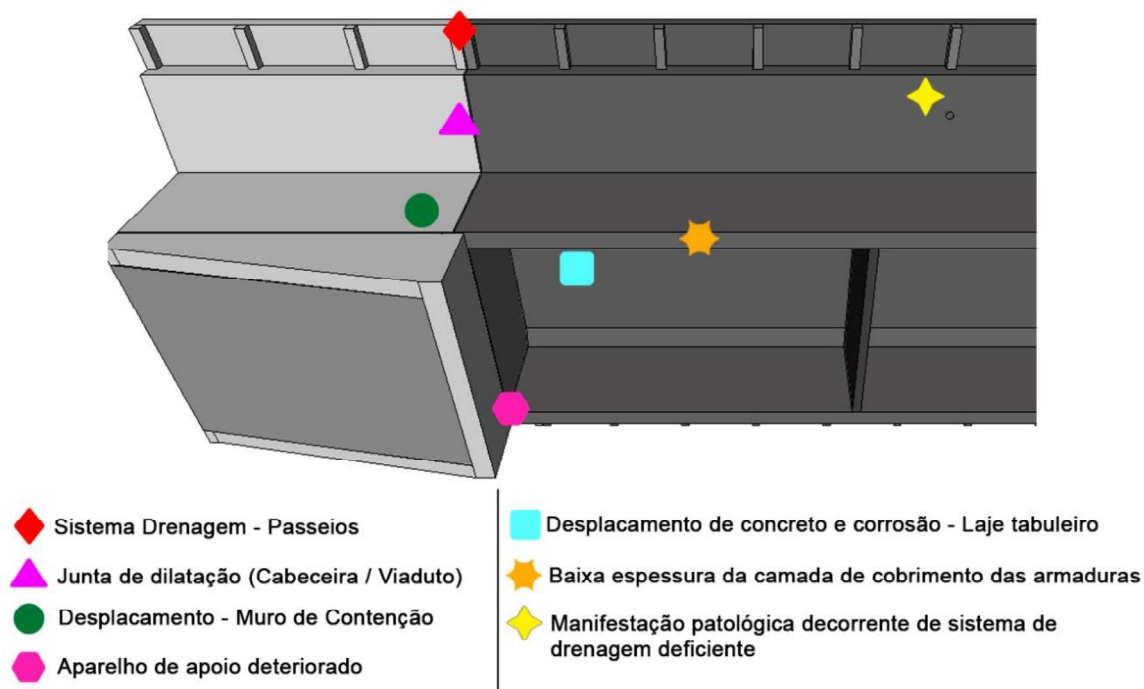


Fonte: Autor.

4.1.1 Manifestações patológicas identificadas

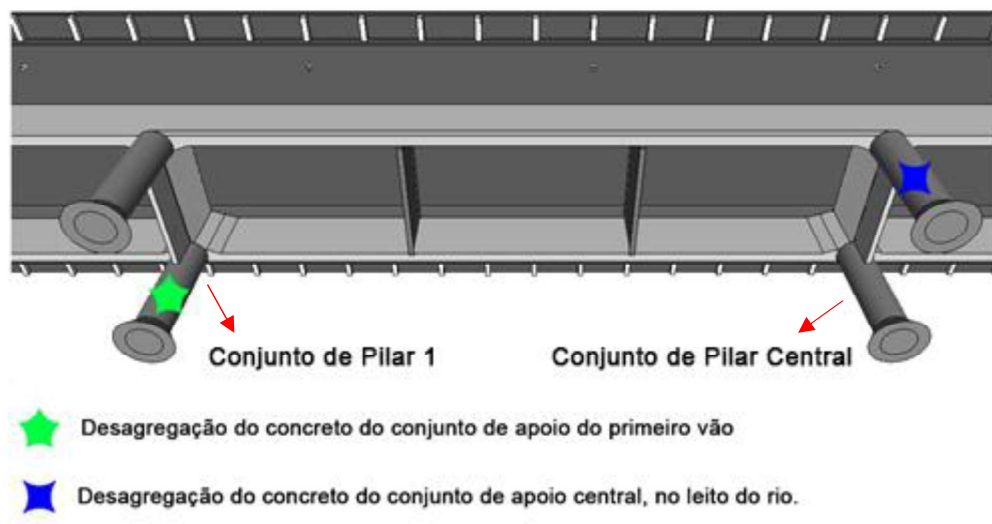
Durante os aproximados 60 anos de utilização, a ponte sobre o Rio Grande, apresenta algumas manifestações patológicas em sua estrutura, podendo-se destacar as observadas a partir das inspeções visuais realizadas na localidade, conforme representação esquemática da Figura 57 e Figura 58. Outros registros fotográficos, referentes as anomalias, podem ser conferidos no Anexo C.

Figura 57 – Representação esquemática das manifestações patológicas identificadas na estrutura da ponte.



Fonte: Autor.

Figura 58 – Representação esquemática das manifestações patológicas identificadas nos pilares.



Fonte: Autor.

A laje do tabuleiro apresenta regiões de deslocamentos de concreto ao longo dos vãos, conforme observado na Figura 59. Nestas regiões, as armaduras de aço estão expostas e com sinais de corrosão ativa. Na área do vão mais próximo à cabeceira da ponte, a laje possui cor escura, provavelmente proveniente dos gases de combustão gerados pela queima, por parte de residentes transitórios da margem do rio, de produtos desconhecidos.

Figura 59 – Deslocamento de concreto da camada de cobertura e corrosão da armadura na laje do tabuleiro.



Fonte: Autor.

A identificação do deslocamento do concreto e a exposição da armadura requer intervenção para a substituição das barras de aço com redução de seção transversal, e para a retirada do concreto degradado, seguido de aplicação de novo concreto, a fim de restabelecer a integridade estrutural e o adequado cobrimento das armaduras. Devido à dificuldade de acesso à parte inferior da laje do tabuleiro, não foi possível a verificação da área da seção das barras de aço, bem como a estimativa precisa da sua perda de seção.

As vigas manifestam sinais de baixa espessura de cobrimento na face inferior, o que caracteriza falha quando da execução da estrutura. É possível, em praticamente todo o comprimento das peças, visualizar os estribos no fundo das vigas (Figura 60).

Figura 60 – Baixa espessura da camada de cobrimento das armaduras de aço das vigas da ponte.



Fonte: Autor.

No que se refere à drenagem da ponte, esta é subdividida em dois sistemas: um referente às pistas de rolamento e o outro aos passeios (pedestres). O sistema de drenagem dos passeios, apesar de propiciar a adequada retirada da água, apresentou-se ineficiente no tocante ao escoamento de forma a não permitir o contato da água com a estrutura propriamente dita. A Figura 61 (a) apresenta, em detalhes, os pontos de escoamento de água (furos horizontais) sem o prolongamento do tubo polimérico. A atual configuração permite a água escorrer pelo concreto e, desta forma, propiciar regiões que potencializam o aparecimento de manifestações patológicas. Previamente ao alargamento do tabuleiro, realizado em 1994, também ocorria o escoamento da água pela lateral e pelo plano inferior inclinado, o que causou manchas, além de alterar as características físico-química concreto, favorecendo a ocorrência de corrosão das armaduras. Essas manchas podem ser observadas na Figura 61 (b).

Figura 61 – Detalhe do sistema de drenagem dos passeios (a) tubo polimérico sem prolongamento; (b) manchas causadas por escoamento da água previamente ao alargamento do tabuleiro.



Fonte: Autor.

Na

Figura 62 são apresentadas imagens que evidenciam a manifestação patológica decorrente da vulnerabilidade do sistema de drenagem dos passeios previamente ao alargamento do tabuleiro. Nota-se que a lixiviação do hidróxido de cálcio (portlandita) resultou em redução do pH da camada de cobrimento da armadura, despassivando-a e, conseqüentemente, em decorrência da formação dos produtos de corrosão, houve o desprendimento da camada de cobrimento em determinados locais.

Figura 62 – Detalhe de manifestação patológica decorrente de sistema de drenagem dos passeios deficiente.



Fonte: Autor.

A Figura 63 ilustra o sistema de drenagem das faixas de rolagem, que apesar de bem executados, se tornam deficientes por falta de manutenção. Os tubos encontram-se, em sua maioria, entupidos, impossibilitando, assim, o escoamento da água sobre a superfície, além de estarem desnivelados em relação a face superior do tabuleiro, de forma que a água precipitada pode vir a penetrar no concreto antes de alcançar o tubo. É importante

destacar que os tubos de escoamento das águas de superfície do tabuleiro (faixas de rolamento) perpassam o concreto e se prolongam, a partir da superfície inferior do tabuleiro. De fato, este cuidado executivo possui considerável relevância para a integridade do material, haja vista não permitir a água entrar em contato com o concreto. Caso este cuidado não seja observado durante a execução da obra, a água, em virtude da sua tensão superficial, tende a escoar pelo concreto, desencadeando potenciais pontos de degradação e de corrosão das armaduras.

Figura 63 – Sistema de drenagem das faixas de rolagem em tubos metálicos, espaços a cada 10 metros.



Fonte: Autor.

Diante das condições atuais da ponte, no tocante aos sistemas de drenagem, sugere-se prolongar os tubos horizontais de escoamento de água dos passeios, a fim de evitar o contato prolongado da água com o concreto. Esta medida, de simples execução, possui significativa relevância para o desempenho da estrutura de concreto armado.

Conforme evidenciado na Figura 64, os pilares tiveram perda de massa de superfície de concreto, havendo desagregação do material, provocado pela ação da correnteza do rio. Os pilares sofreram, em torno de sua seção, um reforço ou proteção; não é possível atestar, qual o caráter da intervenção ocorrida.

Figura 64 – Pilares do conjunto de apoio intermediário, no primeiro vão da ponte.



Fonte: Autor.

No apoio central, apresentado na Figura 65, é possível visualizar a armadura de aço no entorno do pilar. Os blocos retangulares no entorno do pilar fazem parte da intervenção ocorrida em 1994.

Figura 65 – Conjunto central de pilar, no leito do rio, com armadura exposta.



Fonte: Autor.

Os aparelhos de apoio elastoméricos (Neoprene), da cabeceira inspecionada, encontra-se com grau avançado de desgaste, com sinais de esmagamento e desagregação de material, conforme observado na Figura 66.

Figura 66 – Neoprene do aparelho de apoio da cabeceira em grau avançado de deterioração.



Fonte: Autor.

As juntas de dilatação não possuem elementos de proteção (impermeabilização), de forma que a água proveniente de precipitação escoar entre a cabeceira da ponte e o viaduto de acesso, escorrendo pela estrutura, causando lixiviação e consequente corrosão e deslocamento do concreto. As manifestações patológicas decorrentes da falta de impermeabilização da junta de dilatação podem ser observadas na Figura 67.

Figura 67 – Junta de dilatação da cabeceira inspecionada, com marcas de escoamento de água e corrosão do aço nas proximidades.



Fonte: Autor.

O escoamento da água pela junta de dilatação, ao atingir a aresta inferior, seja do tabuleiro ou da cortina de extremidade da superestrutura (encontro da superestrutura com o muro de arrimo), propiciou, ao longo dos anos, locais propensos para a desagregação do concreto e para a corrosão das armaduras. De fato, essas ocorrências foram constatadas, evidenciando a necessidade de tratamento das juntas para evitar a percolação de água pela mesma.

A Figura 68 apresenta a região da cabeceira da ponte, onde foi observado o deslocamento do concreto na viga do viaduto de acesso (muro de contenção do aterro), externando a armadura, a qual se encontra em processo de corrosão. Na região há sinais de ocorrência de fogo, que pode ter contribuído com o processo deletério da estrutura.

Figura 68 – Região do viaduto de acesso (muro de contenção) com deslocamento e armadura sob corrosão.



Fonte: Autor.

4.2 Estimativa de resistência à compressão

O ensaio de esclerometria determinou, nos pontos de impacto, os índices esclerométricos relacionados com a dureza superficial do concreto endurecido. A partir desses índices, aplicou-se a metodologia para estimativa da resistência à compressão do concreto, a qual foi apresentada no capítulo de materiais e métodos.

A Tabela 8 apresenta o número de ensaios realizados em cada zona e o quantitativo de pontos válidos para cálculo da média representativa da área avaliada. Cabe enfatizar que o fabricante do aparelho limita a faixa de valores de rebote entre o intervalo de 10 e 50 R. Valores abaixo ou acima da faixa de utilização devem ser desconsiderados.

Tabela 8 – Detalhamento das zonas de ensaio de esclerometria, com indicação do quantitativo de resultados excluídos (> 50 R) por extrapolar o limite máximo do equipamento e por apresentar dispersão maior que 10% em relação à média, conforme preconiza a NBR 7584 (2012).

Zonas de ensaio de Esclerometria					
Elemento	Zona	Número de Impactos			
		Pontos ensaiados	IE > 50 R (excluídos)	Resultados maiores que média \pm 10% (excluídos)	Resultados válidos
Longarina A	E1	25	3	8	14
Longarina A	E2	25	0	11	14
Longarina A	E3	25	2	4	19
Longarina B	E4	25	0	4	21
Longarina B	E6	25	0	12	13
Longarina B	E7	25	0	4	21
Longarina B	E12	25	1	15	9
Pilar 1A	E8	20	12	0	8
Pilar 1A	E9	20	11	0	9
Pilar 1B	E11	16	0	5	11
Travessa 1	E10	20	4	3	13
Travessa 1	E13	25	10	2	13
Laje B	E5	25	18	6	4
Laje A	E14	25	8	1	16

Fonte: Autor.

A variação do número de pontos de ensaio realizados se deu em função da ausência de pacômetro para localização das armaduras, de forma que se optou por realizar o ensaio em reticulado com área maior do que exigida pela NBR 7584 (ABNT, 2012) para que houvesse maior significância dos dados coletados. Sabendo que a norma restringe no mínimo 5 pontos de ensaio para o cálculo do índice esclerométrico médio, a zona E5 foi excluída por não atender aos requisitos.

Nas zonas de ensaio dos pilares houve grande redução do número de impactos, fato este que pode ser atribuído ao provável impacto sobre a armadura do elemento estrutural, o que tende a resultar em índices esclerométricos maiores que 50.

A seguir estão representadas as Tabela 9 a Tabela 22, as quais contêm os valores individuais por zona de ensaio. A hachura vermelha representa os valores fora do intervalo

de 20 a 50 R e laranja para o que distantes em $\pm 10\%$ do $IE_{\text{m\u00e9dio}}$, ou seja, estes resultados foram exclu\u00eddos quando da determina\u00e7\u00e3o do \u00edndice esclerom\u00e9trico m\u00e9dio.

Tabela 9 – \u00cdndices esclerom\u00e9tricos individuais, correspondente \u00e0 zona **E1**, ensaiada na face interna da **Longarina A**.

Zona E1 - Longarina A				
38,2	38,4	35,4	36,8	32,5
41,7	39,2	39,5	32,3	42,4
37,5	38,6	37,7	33,2	34,0
44,8	34,8	38,5	40,0	52,6
36,3	55,0	43,4	45,5	51,8

Fonte: Autor.

Tabela 10 – \u00cdndice esclerom\u00e9trico individual, correspondente \u00e0 zona **E2**, ensaiada na face externa da **Longarina A**.

Zona E2 - Longarina A				
42,5	41,4	43,5	45,1	40,8
34,9	31,9	31,9	35,0	45,7
38,3	38,9	36,7	44,8	35,6
45,4	38,9	36,0	30,9	38,2
41,5	39,9	40,2	44,0	42,4

Fonte: Autor.

Tabela 11 – \u00cdndices esclerom\u00e9tricos individuais, correspondente \u00e0 zona **E2**, ensaiada na face externa da **Longarina A**.

Zona E3 - Longarina A				
44,3	37,4	41,3	45,5	49,7
44,2	42,3	43,8	46,2	42,9
41,6	41,5	42,1	42,2	47,7
43,4	42,9	42,9	45,7	45,0
48,7	44,0	48,5	51,9	52,0

Fonte: Autor.

Tabela 12 – \u00cdndices esclerom\u00e9tricos individuais, correspondente \u00e0 zona **E4**, ensaiada na face externa da **Longarina B**.

Zona E4 - Longarina B				
49,7	44,1	40,7	42,2	41,4
39,4	40,2	42,5	39,3	41,5
37,4	33,9	43,8	41,6	49
44,1	43,9	39,0	41,7	44,1
43,4	43,0	43,2	41,4	44,0

Fonte: Autor.

Tabela 13 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona **E6**, ensaiada na face interna da **Longarina B**.

Zona E6 - Longarina B				
39,6	41,1	37,0	38,4	39,5
43,3	35,1	35,8	35,7	27,2
37,6	28,5	30,8	23,4	35,9
37,7	41,8	33,2	28,2	34,6
32,3	30,9	30,3	32,6	33,7

Fonte: Autor.

Tabela 14 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona **E7**, ensaiada na face externa da **Longarina B**.

Zona E7 - Longarina B				
42,7	44	44,8	41,8	38
37,9	43,6	43,5	36,3	45
40,5	40,3	38,8	36	37,2
45,1	38,9	40,9	43,9	46,1
43,1	39,0	39,0	40,7	40,8

Fonte: Autor.

Tabela 15 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona **E12**, ensaiada na face interna da **Longarina B**.

Zona E12 - Longarina B				
41,8	43,6	57,3	46,8	39,8
31,3	36,8	39,3	35,0	43
36,6	23,7	39,2	34,0	35,1
32,5	25,4	30,0	34,3	40,1
20,2	20,1	20,1	27,8	27,3

Fonte: Autor.

Tabela 16 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona **E8**, ensaiada na face do **Pilar 1A**.

Zona E8 - Pilar 1A				
53,7	49,6	44,3	48,8	
53,3	57,3	47,7	56,3	
53,3	51,9	55,3	50,5	
42,5	47,2	45,4	57,0	
51,7	54,0	48,1	56,6	

Fonte: Autor.

Tabela 17 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona **E9**, ensaiada na face do **Pilar 1A**.

Zona E9 - Pilar 1A				
41,5	56,4	46,5	55,3	
50,8	46,6	58,3	55,0	
47,3	50,2	49,0	52,5	
44,3	54,2	48,3	50,8	
52,8	44,7	46,8	52,1	

Fonte: Autor.

Tabela 18 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona **E11**, ensaiada na face do **Pilar 1B**.

Zona E11 - Pilar 1B				
37,4	44,8	32,2	36,6	
41,8	42,6	32,9	41,8	
44,3	40,9	42,9	47,5	
45,2	44,0	44,1	45,6	

Fonte: Autor.

Tabela 19 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona **E10**, ensaiada na face inferior da **Viga Travessa** do conjunto de **Pilares 1**.

Zona E10 - Travessa 1				
54,7	46,9	49,3	51,3	
46,1	49,8	45,5	53,3	
43,4	38,5	38,7	36,3	
45,5	49,7	46,0	44,9	
46,7	46,1	44,9	50,7	

Fonte: Autor.

Tabela 20 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona **E13**, ensaiada na face lateral da **Viga Travessa** do conjunto de **Pilares 1**.

Zona E13 - Travessa 1				
56	48,7	46,1	44,1	48,5
47,9	51,3	45,9	44,8	46,3
44,6	51,1	52,3	54,8	57,1
54,0	49,6	47,4	55,8	53,3
37,2	41,7	46,1	48,8	56,3

Fonte: Autor.

Tabela 21 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona **E5**, ensaiada na **Laje** adjacente a **Viga Longarina B**.

Zona E5 - Laje B				
60	55,5	54	57,7	55,8
60	58,5	56,2	58,6	56,5
59,3	53	49,7	49,1	55,1
52,4	52,2	48,2	53,3	51
57,4	36,9	43,3	38,9	37,5

Fonte: Autor.

Tabela 22 – Índices esclerométricos individuais, correspondente à zona **E14**, ensaiada na **Laje** adjacente a **Viga Longarina A**.

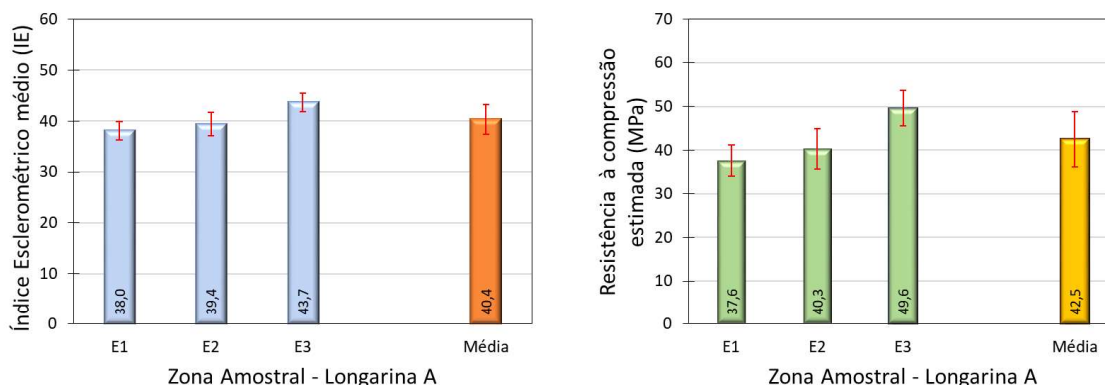
Zona E14 - Laje A				
52,5	46,1	48,2	49,5	42,4
46,7	52,2	51,3	48,4	51,7
50,4	52,0	51,2	48,6	46,8
49,9	48,3	49,1	48,9	44,3
46,6	52,7	47,4	45,1	46,3

Fonte: Autor.

Observa-se que, em algumas áreas, os índices esclerométricos tiveram grande variação. Isto se deve, em parte, pela falta de disponibilidade de pacômetro, uma vez que não houve possibilidade de rastrear as barras do elemento analisado. A possibilidade de impacto sobre a barra de aço justificaria os índices esclerométricos discrepantes, muito acima da média da zona. Esse fato pode ter ocorrido, também, devido à alta taxa de agregado graúdo com grandes dimensões na superfície do concreto. De fato, o resultado do índice esclerométrico é significativamente influenciado pela resistência e rigidez do material. No concreto convencional, a resistência mecânica do agregado graúdo é maior que a apresentada pela matriz hidratada. Tal situação também ocorre com o aço que, apesar de estar recoberto por uma camada de concreto, exerce influência no índice esclerométrico.

Para melhor discussão dos resultados, os índices esclerométricos médios por zona, a resistência à compressão estimada média, assim como a média desses resultados por elemento estrutural, estão representados nos gráficos abaixo. Na Figura 69 são apresentados os gráficos de índices esclerométricos médios de cada zona ensaiada, o índice esclerométrico médio do elemento estrutural inspecionado, bem como as resistências à compressão médias estimadas para cada zona de ensaio e do respectivo elemento estrutural.

Figura 69 – Índices esclerométricos e resistências à compressão estimadas médios por zona de ensaio e, média das zonas, para o primeiro vão da viga **Longarina A**.



Fonte: Autor.

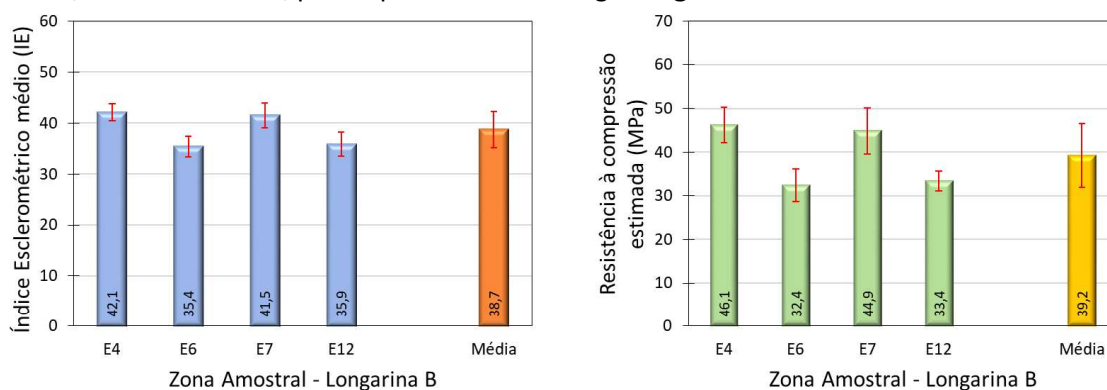
As três zonas ensaiadas na longarina A apresentaram índices esclerométricos médios variando de 38,0 a 43,7, o que resultou, para o respectivo elemento estrutural no valor de 40,4.

O valor do índice esclerométrico médio final para a Longarina A, calculado a partir das médias das três zonas, apresentou coeficiente de variação de 7,27%. Assim sendo, por se tratar de um elemento estrutural de grandes dimensões, o coeficiente de variação obtido atribui boa homogeneidade ao concreto da peça, ao menos no vão analisado.

As resistências à compressão estimadas a partir dos respectivos índices esclerométricos médios de cada zona ensaiada variaram entre 37,6 e 49,6 MPa, enquanto que a resistência à compressão média estimada do vão inspecionado da longarina A apresentou valor de 42,5 MPa, com coeficiente de variação de 14,79%. A análise individual do coeficiente de variação das zonas de ensaio resultou para E2 em 11,4%. Nas zonas E1 e E3, os coeficientes de variação foram de 9,7% e 8,2%, respectivamente.

Na Figura 70 são apresentados os resultados de índices esclerométricos médios e as resistências à compressão médias estimadas para cada zona de ensaio referente a Longarina B.

Figura 70 – Índices esclerométricos e resistências à compressão estimadas médios por zona de ensaio e, média das zonas, para o primeiro vão da viga **Longarina B**.



Fonte: Autor.

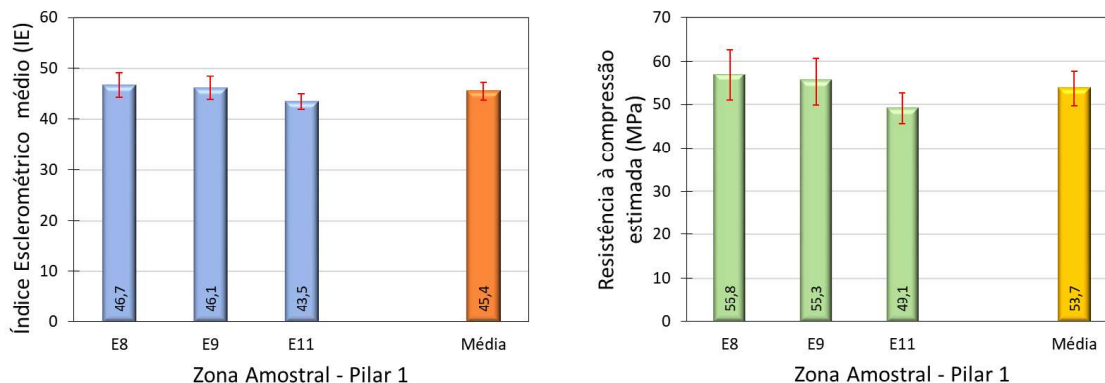
Na longarina B, os índices esclerométricos médios das diferentes zonas de ensaio variaram entre 35,4 e 42,1, o que resultou em um valor médio para o elemento estrutural de 38,7. Já as resistências à compressão estimadas médias variaram entre 32,4 e 46,1 MPa, sendo a média para o elemento estrutural de 39,2 MPa.

O coeficiente de variação do elemento estrutural, determinado a partir das médias das quatro zonas, foi de 9,3% em relação ao índice esclerométrico e, 18,6% para a resistência à compressão estimada. Neste vão, essa peça possui uma heterogeneidade maior que a longarina A.

A análise conjunta relacionada às longarinas, inspecionadas somente em um vão, indica que na condição mais desfavorável, a resistência à compressão estimada foi de 32,4 MPa. Portanto, este valor de resistência à compressão pode ser utilizado como referência para as longarinas que compõem a superestrutura no vão inspecionado. De fato, a extrapolação deste resultado como representativo da resistência à compressão estimada que caracteriza as longarinas da ponte requer cautela, haja vista a concentração de zonas de ensaio em apenas um dos vãos da ponte.

Os resultados de esclerometria e resistência à compressão estimada do conjunto de apoio, constituído por dois pilares, são apresentados na Figura 71.

Figura 71 – Índices esclerométricos e resistências à compressão estimadas médios por zona de ensaio e, média das zonas, para o conjunto de **Pilares** do primeiro vão.



Fonte: Autor.

O pilar 1A, a montante, foi avaliado por esclerometria em duas zonas (E8 e E9), enquanto o pilar 1B, a jusante, em uma zona (E11). O coeficiente de variação do índice esclerométrico médio para o Pilar 1A, zonas E8 e E9, foi menor que 1,0%. A análise conjunta dos resultados dos pilares 1A e 1B resultou em coeficiente de variação de 3,9%. Os índices esclerométricos médios das zonas ensaiadas em ambos os pilares variou entre 43,5 e 46,7, obtendo-se por média geral o valor de 45,4. As resistências à compressão estimadas, obtidas a partir dos respectivos índices esclerométricos médios, resultou em valores entre 49,1 MPa e 56,8 MPa, tendo por média geral o valor de 53,7 MPa. Diante dos resultados obtidos, a condição mais desfavorável foi representada por uma resistência à compressão estimada (zona E11) de 49,1 MPa, a qual pode ser considerada como um indicativo para capacidade portante do conjunto de apoio.

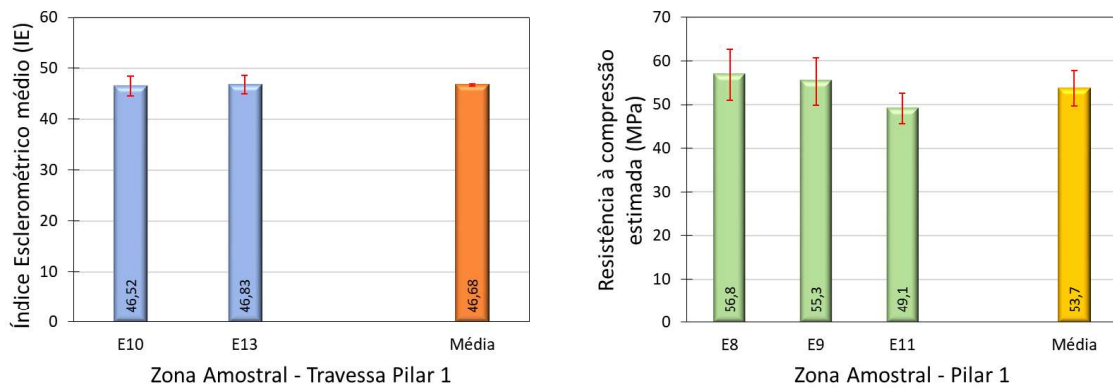
A inspeção da travessa de ligação dos pilares que constituem o conjunto de apoio resultou nos valores apresentados na Figura 72.

O ensaio esclerométrico, realizado em duas zonas, apresentou como resultados médios por zona os valores de 46,5 e 46,8. A índice esclerométrico médio do elemento estrutural foi de 46,7 que, ao ser utilizado para estimar a resistência à compressão estimada média, resultou em 52,4 MPa.

Portanto, o conjunto de apoio, constituído por 2 pilares e uma viga travessa, apresentou valores médios de resistência à compressão similares, da ordem de 50,0 MPa, o que representa uma resistência à compressão, estimada indiretamente por meio da

dureza superficial do concreto, considerada apropriada para a estrutura da ponte. Cabe ressaltar que os resultados podem ser sofrido influência da armadura, haja vista a não identificação da sua localização prévia à realização dos impactos esclerométricos por falta de equipamento apropriado.

Figura 72 – Índices esclerométricos e resistências à compressão estimadas médios por zona de ensaio e, média das zonas, para a **Travessa** de ligação do conjunto de apoio do primeiro vão.

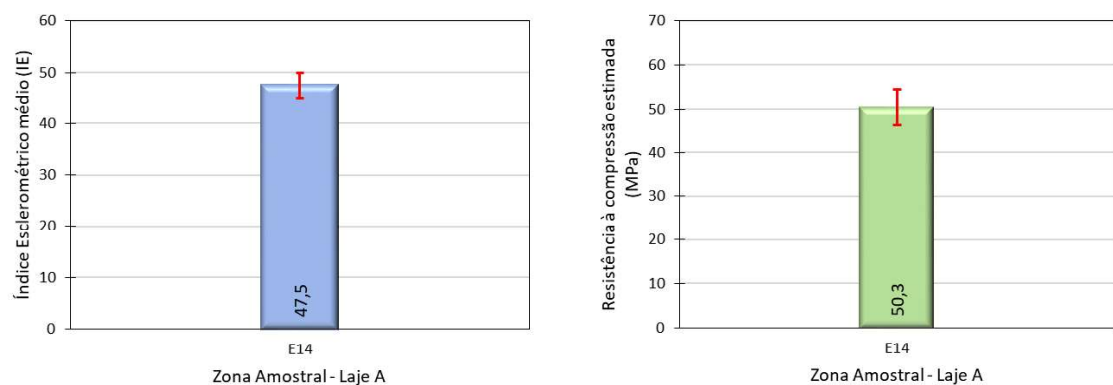


Fonte: Autor.

O ensaio de esclerometria da superfície inferior do tabuleiro foi realizado em uma única zona em decorrência de dificuldade de acesso à estrutura. Os resultados desta única zona ensaiada são apresentados na Figura 73.

O índice esclerométrico médio representativo da zona ensaiada foi de 47,5 que, ao ser aplicado na curva de estimativa da resistência à compressão, resultou em valor de 50,3 MPa.

Figura 73 – Índices esclerométricos e resistências à compressão estimadas médios por zona de ensaio e, média das zonas, para a **Laje A**, externa à viga **Longarina A**, no primeiro vão da ponte.



Fonte: Autor.

De maneira geral, a partir dos resultados de resistência à compressão estimados por meio de esclerometria, a estrutura de concreto armado do vão inspecionado apresentou, no período de realização deste trabalho, resistência à compressão adequada às condições de uso da ponte. É válido lembrar que não foi possível obter informações referente à resistência de projeto, de forma que não há como realizar uma análise comparativa com os resultados obtidos.

Cabe, ainda, ressaltar que o aparelho utilizado para a estimativa de resistência à compressão possui limitações no que tange a qualidade da superfície de impacto, tratando-se de rugosidade, porosidade, entre outros aspectos. Para a obtenção de resultados com maior confiabilidade, seria necessário empregar outros ensaios como ultrassom e extração de corpo de prova (testemunhos).

4.3 Profundidade de carbonatação

A profundidade de carbonatação, determinada após a retirada da camada de cobrimento, foi realizada em cinco pontos de ensaio localizados na região inferior das vigas longarinas.

Dos cinco pontos verificados, não foi possível determinar a profundidade de carbonatação em quatro pontos, em virtude desta adentrar o concreto em profundidade superior à camada de cobrimento do aço. Assim sendo, optou-se por não fragmentar o concreto para além da barra de aço, já que houve a constatação da despassivação da armadura. Diante deste cenário, ficou inviabilizada a determinação do coeficiente de carbonatação do concreto nestes quatro pontos de ensaio, restando apenas um ponto para a estimativa do mesmo.

A Figura 74 apresenta as imagens fotográficas relacionadas ao ponto de ensaio localizado na região interna da longarina B. É possível observar que, após a aspersão da solução de fenolftaleína, não houve predominância de coloração vermelho-carmim, o que significa que o pH da solução contida nos poros da matriz hidratada do concreto está abaixo do valor de viragem do indicador utilizado (fenolftaleína). Nesta condição, o aço encontra-se despassivado, ou seja, sob corrosão. A presença de regiões de baixa intensidade da coloração vermelho-carmim indica que há, na matriz hidratada, resquícios de reserva alcalina, representada pelo hidróxido de cálcio. Entretanto, tal condição não permite atribuir passivação à armadura na região ensaiada. Na Figura 74 também é apresentada

imagem referente ao procedimento utilizado para a determinação da espessura da camada de cobertura e da profundidade de carbonatação. A régua atua como delimitador da superfície externa, a qual foi extraída no ponto de ensaio, para apoio do paquímetro durante a realização das medidas de interesse.

Figura 74 – Resultado colorimétrico de aspersão de solução de fenolftaleína, na Zona CA-1, na região interna da viga longarina B.



Fonte: Autor.

As imagens relacionadas ao ponto de ensaio localizado na região externa inferior da longarina A são apresentadas na Figura 75. Neste ponto ficou evidente a completa carbonatação da camada de cobertura do concreto em virtude da predominância de não coloração da superfície do concreto após a aspersão da fenolftaleína. A ponte, com idade estimada entre 52 e 57 anos, em virtude da frente de carbonatação ter atingido a armadura está propensa a apresentar corrosão generalizada das armaduras no vão inspecionado.

Figura 75 – Resultado colorimétrico de aspersão de solução de fenolftaleína, na Zona CA-2, na região externa da viga longarina A.



Fonte: Autor.

No ponto localizado na região interna da longarina A foi constatada, no entorno do vergalhão de aço (armadura principal), alta alcalinidade, ou seja, pH elevado, conforme observado na Figura 76. A extensão da região passivada não pôde ser avaliada em virtude da não fragmentação do revestimento do concreto para a identificação dos locais onde a frente de carbonatação atingiu a armadura. Convém salientar que o revestimento da armadura neste ponto apresentou diferentes espessuras, de tal forma que o revestimento inferior era de 43 mm, enquanto o revestimento lateral era de 59 mm. Coincidentemente, a profundidade de carbonatação neste ponto também foi diferente quando determinada por meio de diferentes pontos de referência, ou seja, a partir da face inferior e da face lateral.

Figura 76 – Resultado colorimétrico de aspersão de solução de fenolftaleína, na Zona CA-3, na região interna da viga longarina A.



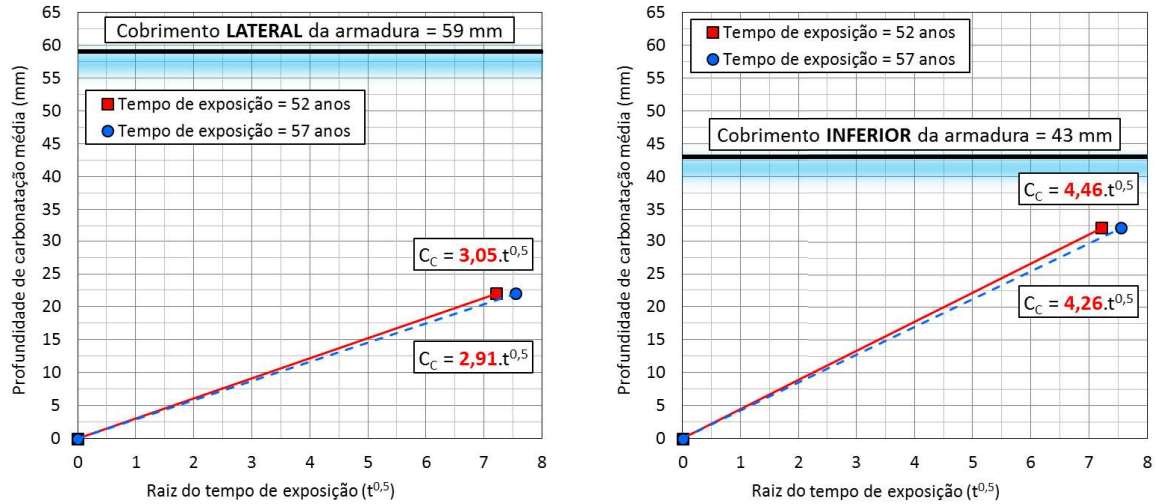
Fonte: Autor.

A profundidade média de carbonatação, determinada horizontalmente, foi de 22,0 mm, enquanto a vertical foi de 32,1 mm. Diante destes resultados foi possível aplicar o modelo de Tuutti (1982) para estimar os respectivos coeficientes de carbonatação, considerando duas idades para a ponte (52 e 57 anos – supondo que a ponte foi executada entre os anos de 1960 e 1965). A partir dos coeficientes de carbonatação é possível estimar, teoricamente, o período de tempo necessário para que a frente de carbonatação atinja o aço.

A estimativa do coeficiente de carbonatação a partir dos resultados obtidos na lateral da viga longarina A resultou em valor entre 2,91 e 3,05 mm/ano^{0,5}. Para a região inferior da viga, o coeficiente de carbonatação variou entre 4,26 e 4,46 mm/ano^{0,5}. A Figura 77 apresenta os coeficientes de carbonatação estimados para as duas bases de dados (lateral e inferior). A condição mais crítica, representada pelo coeficiente de carbonatação de 4,46 mm/ano^{0,5}, resulta em profundidade de carbonatação de 33,7 mm após 57 anos de

exposição. Portanto, a estimativa teórica para a despassivação do aço no ponto CA-3 é de aproximadamente 93 anos, considerando a camada de cobrimento de 43 mm.

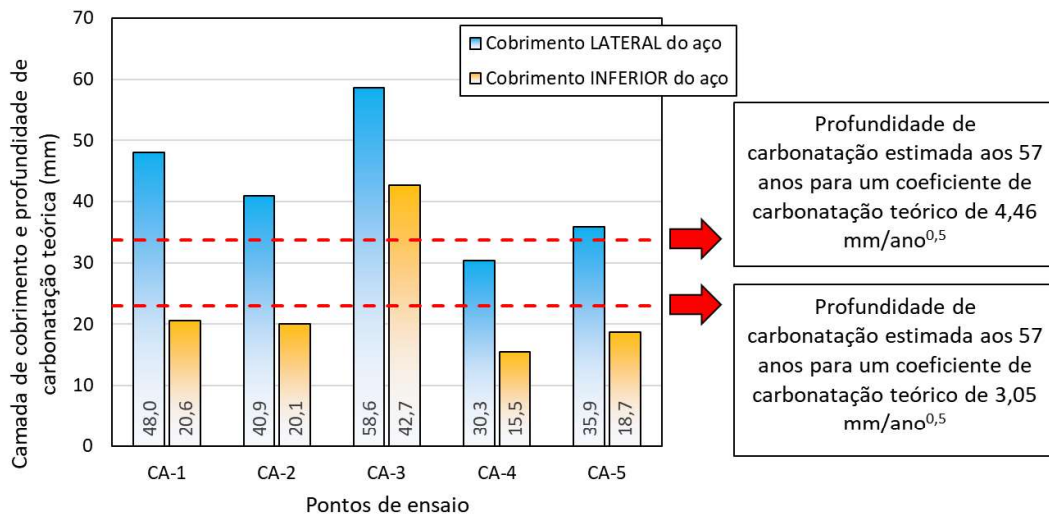
Figura 77 – Coeficiente de carbonatação do concreto determinado em região passivada na Longarina A da ponte.



Fonte: Autor.

Considerando, teoricamente, um coeficiente de carbonatação de 4,46 mm/ano^{0,5} para o concreto para as vigas longarina da ponte, estima-se uma profundidade de carbonatação de 33,7 mm após 57 anos de exposição. Para o coeficiente de carbonatação de 3,05 mm/ano^{0,5}, a profundidade de carbonatação seria de 23,0 mm após 57 anos. Estas profundidades de carbonatação, quando comparadas às espessuras do cobrimento da armadura nos pontos inspecionados indicam que somente o ponto CA-3 estaria, de fato, passivada, conforme observado na Figura 78.

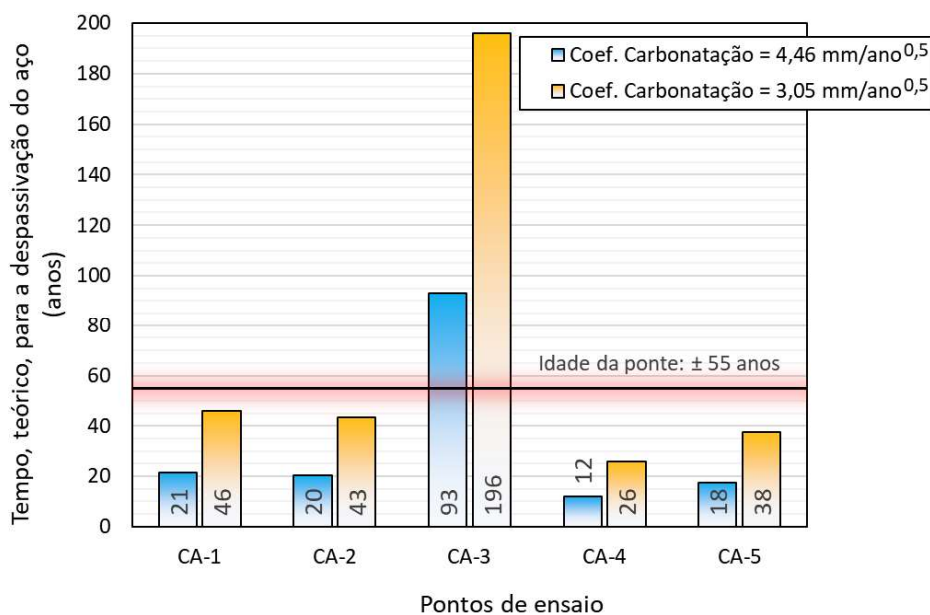
Figura 78 – Profundidade de carbonatação estimada para os diferentes pontos de ensaio em comparação às espessuras da camada de cobrimento da barra de aço.



Fonte: Autor.

O tempo para a despassivação depende da espessura da camada de cobrimento do aço e, nas vigas longarina da ponte há variação significativa entre as espessuras laterais e inferiores. Menores espessuras reduzem o tempo para que a frente de carbonatação atinja as barras de aço, o que ocorreu na face inferior das vigas. De fato, durante a execução, houve falha no que se refere à uniformidade da espessura do cobrimento desta camada. Assim sendo, considerando teoricamente que o coeficiente de carbonatação é similar em ambas as faces das vigas (lateral e inferior), pode-se estimar o tempo necessário para a ocorrência da despassivação. A Figura 79 apresenta as estimativas teóricas de tempo para a ocorrência da despassivação da armadura das longarinas no vão inspecionado.

Figura 79 – Estimativas teóricas de tempo para a despassivação da armadura, obtidos por meio dos coeficientes de carbonatação determinados experimentalmente em um dos pontos de inspeção da ponte.



Fonte: Autor.

O tempo teórico para a despassivação variou significativamente quando da consideração dos diferentes coeficientes de carbonatação. O ponto CA-4 (mais crítico) deve ter sido despassivado em período de tempo variando entre 12 e 26 anos, o que indica que a corrosão está ocorrendo por período aproximado de três décadas. Já o ponto CA-3, passivado, demanda aproximadamente 35 anos para que a frente de carbonatação atinja o aço. Os demais pontos, considerados despassivados teoricamente, apresentaram frente de carbonatação que, de fato, atingiu o aço.

Os pontos CA-4 e CA-5 também apresentaram cobertura completamente carbonatado, conforme observado na Figura 80 e Figura 81, respectivamente.

Figura 80 – Resultado colorimétrico de aspersão de solução de fenolftaleína, na Zona CA-4, na região externa da viga longarina B.



Fonte: Autor.

Figura 81 – Resultado colorimétrico de aspersão de solução de fenolftaleína, na Zona CA-5, na região externa da viga longarina B.



Fonte: Autor.

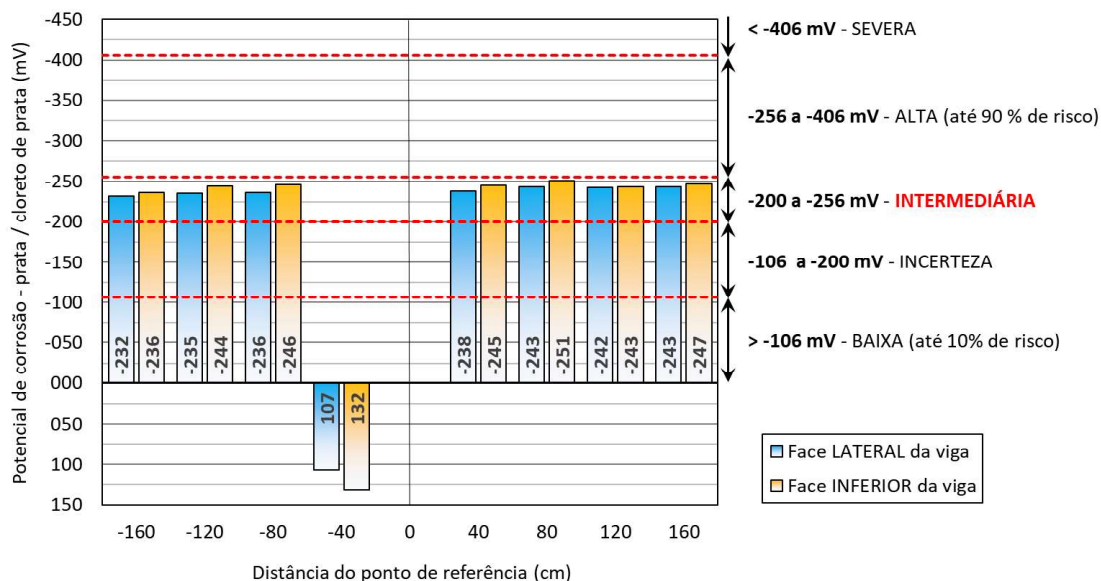
4.4 Potencial de corrosão

Uma vez despassivada a armadura, a probabilidade de corrosão passa a ser iminente, o que significa que os resultados do ensaio de potencial de corrosão devem estar condizentes com a despassivação identificada por meio de ensaio de profundidade de carbonatação.

Os resultados dos potenciais de corrosão no entorno dos pontos de realização do ensaio de carbonatação são apresentados nas Figuras de

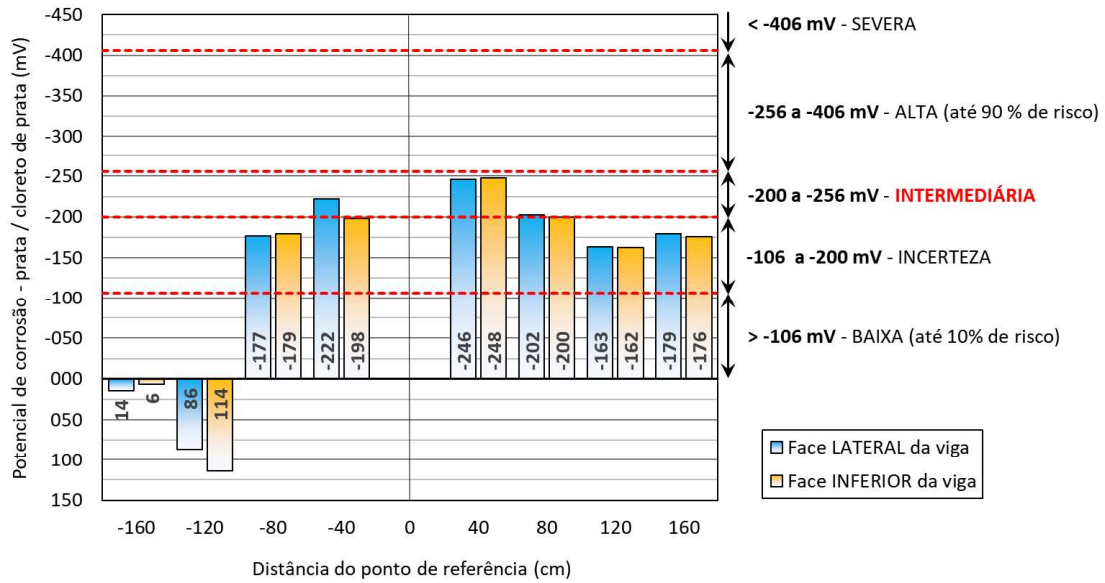
Figura 82 a Figura 86.

Figura 82 – Potencial de corrosão na zona de ensaio **CA-1**, na região interna da **Longarina B**, nas faces lateral e inferior da viga.



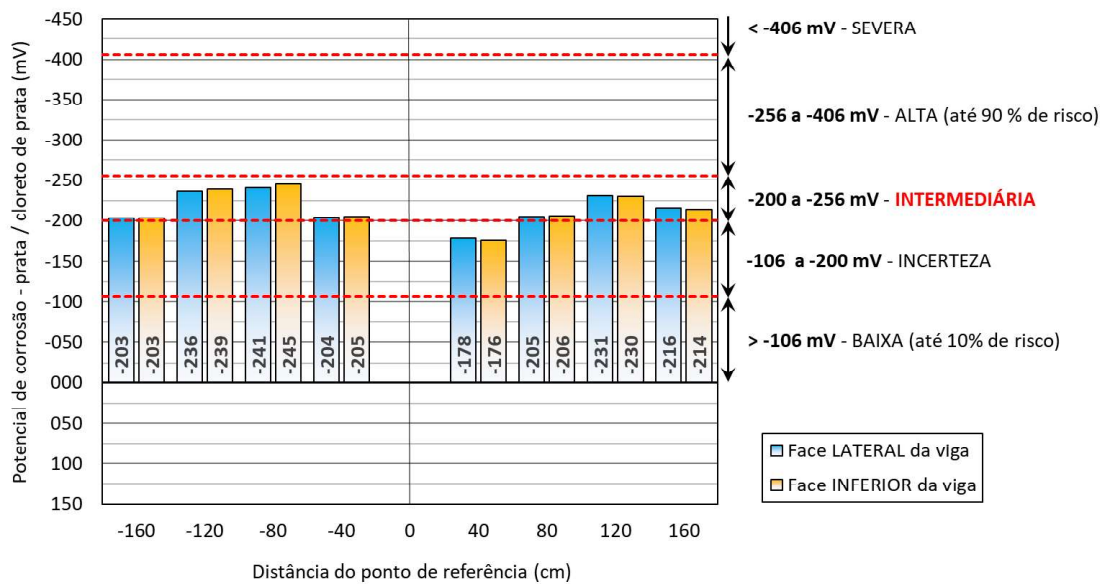
Fonte: Autor.

Figura 83 – Potencial de corrosão na zona de ensaio **CA-2**, na região externa da **Longarina A**, nas faces lateral e inferior da viga.



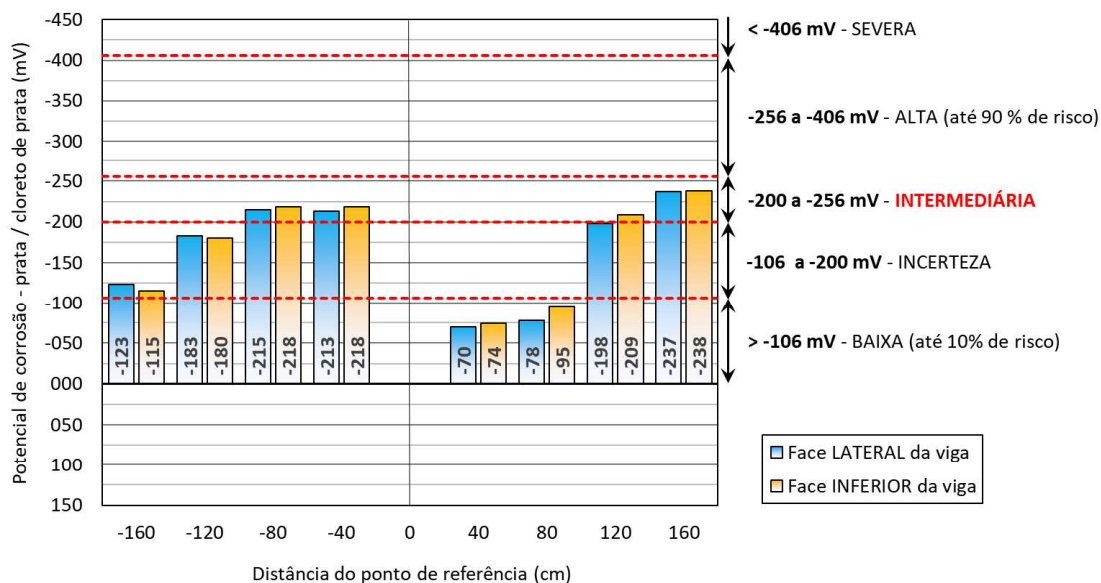
Fonte: Autor.

Figura 84 – Potencial de corrosão na zona de ensaio **CA-3** (zona passivada), na região interna da **Longarina A**, nas faces lateral e inferior da viga.



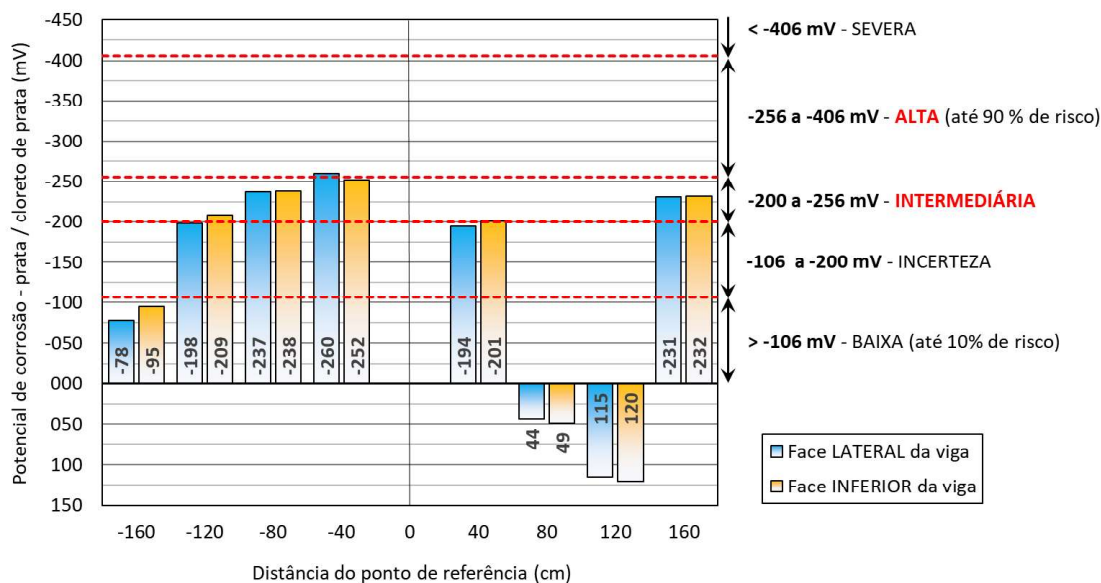
Fonte: Autor.

Figura 85 – Potencial de corrosão na zona de ensaio **CA-4**, na região externa da **Longarina B**, nas faces lateral e inferior da viga.



Fonte: Autor.

Figura 86 – Potencial de corrosão na zona de ensaio **CA-5**, na região externa da **Longarina B**, nas faces lateral e inferior da viga.



Fonte: Autor.

A análise geral dos potenciais de corrosão medidos nas proximidades dos pontos de ensaio de carbonatação estão, predominantemente, situados na faixa intermediária de probabilidade de corrosão (-200 a -256 mV). Assim sendo, pode-se afirmar que estrutura de concreto armado na região de inspeção está sob corrosão, apesar da constatação de locais passivados. Os pontos com diferença de potencial positiva podem significar regiões catódicas ou, seja, regiões que não estão sob corrosão.

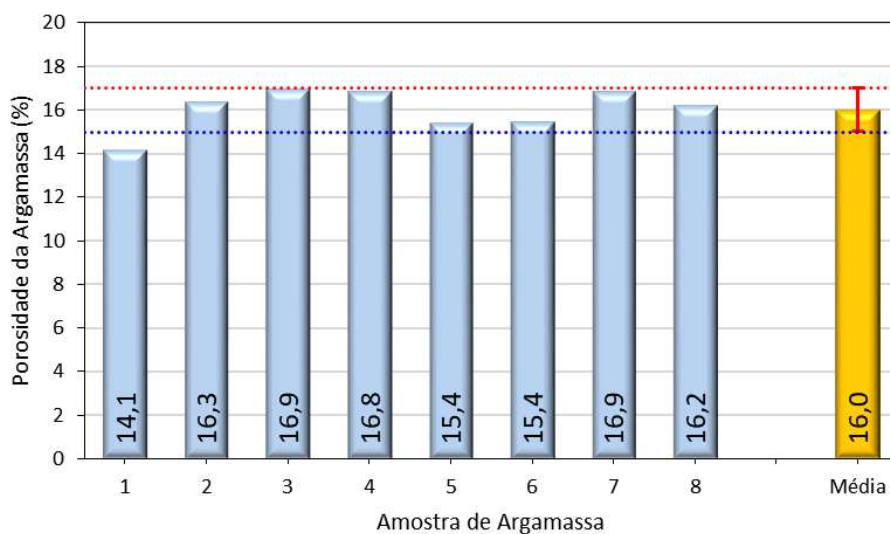
Na região distante 40 cm à esquerda do ponto CA-5 foi constatado potencial de corrosão de -260 mV quando da realização da leitura na face lateral da viga, o que indica uma alta probabilidade de corrosão (> 90% de risco). Nesta mesma região, quando da leitura da face inferior da viga, o potencial de corrosão foi de -252 mV, valor muito próximo do limiar da alta probabilidade de corrosão. Portanto, esta representa a região mais crítica com relação a probabilidade de corrosão e, deve ser utilizada para a realização de novas medições em inspeções futuras.

4.5 Porosidade da argamassa de concreto

A fratura de parte da camada de cobrimento da aresta inferior das vigas para o ensaio de carbonatação e potencial de corrosão permitiu a utilização destes fragmentos para retirada de amostras de argamassa para a realização de ensaio de porosidade. A resistência à compressão de material de base cimentícia está diretamente relacionada com a respectiva porosidade. Assim sendo, a homogeneidade do concreto por ser avaliada por meio do volume de vazios contido na matriz hidratada. A baixa dispersão da porosidade obtida em diferentes amostras, provenientes de diferentes regiões das longarinas significa que a resistência à compressão tende a ser similar, desde que mantidos os mesmos materiais para a mistura do concreto.

A Figura 87 apresenta os resultados de porosidade das diferentes amostras de argamassa provenientes dos cinco pontos de realização do ensaio de carbonatação.

Figura 87 – Porosidade das amostras de argamassa extraídas dos fragmentos de concreto da camada de cobertura das vigas.



Fonte: Autor.

A porosidade média das amostras de argamassa foi de 16,0%, com desvio padrão de 1,0% e coeficiente de variação de 6,1%. A pequena variação dos resultados caracteriza homogeneidade do concreto e, conseqüentemente, uma tendência de uniformidade de resistência à compressão nas vigas inspecionadas.

Supondo, teoricamente, que o concreto utilizado na estrutura da ponte possui um teor aproximado de 40% de agregado graúdo em sua composição, pode-se afirmar que o teor de argamassa teórico é de 60% do volume de concreto. Assim sendo, a porosidade média da argamassa de 16% representa, aproximadamente, uma porosidade do concreto de 9,6% (16% vezes 0,60). Ao comparar tal resultado com os índices de porosidade do concreto em relação a sua durabilidade, estabelecidos por Helene (1993), é possível afirmar que o concreto utilizado nas vigas longarinas do primeiro é caracterizado com durável a normal. A incerteza atribuída à classificação se deve ao fato da estimativa teórica do volume de argamassa do concreto, o que impacta sobre o resultado de porosidade.

A Tabela 23 sumariza os resultados dos ensaios de profundidade de carbonatação e potencial de corrosão, realizados nas vigas longarinas do primeiro vão, nas zonas de CA1 a CA5.

Tabela 23 – Resumo dos resultados de ensaios realizados a partir das zonas de CA1 a CA5.

Zona de Ensaio	Cobrimento armadura principal (mm)		Profundidade de carbonatação máxima (mm)		Potencial de corrosão máximo (mV)		Localização do ponto de leitura
	Inferior	Lateral	Inferior	Lateral	Inferior	Lateral	
CA1	20,6	48,0	27,2	48,8	-243	-247	Distante 160 cm à direita do ponto CA1.
CA2	20,1	40,9	27,9	47,8	-246	-248	Distante 40 cm à direita do ponto CA2.
CA3	42,7	58,6	24,8	34,3	-241	-245	Distante 80 cm à esquerda do ponto CA3.
CA4	15,5	30,3	25,6	30,5	-237	-238	Distante 160 cm à direita do ponto CA4.
CA5	18,7	35,9	19,9	39,3	-260	-252	Distante 40 cm à esquerda do ponto CA5.

Fonte: Autor

A partir do resumo apresentado na Tabela 23, é possível afirmar que o concreto em torno dos pontos de CA1 a CA5 encontram-se carbonatados e, com probabilidade de corrosão intermediária.

5. CONCLUSÕES

O presente estudo teve por objeto a avaliação da durabilidade de concreto armado de ponte sobre o Rio Grande, por meio da inspeção visual e de ensaios não destrutivos de resistência característica estimada, profundidade de carbonatação e probabilidade de corrosão. Diante dos resultados obtidos, podem ser realizadas as seguintes considerações:

Na inspeção visual foi identificada falha construtiva referente à insuficiência de cobertura na face inferior das vigas. Também foi observado corrosão de armadura e deslocamento da camada de cobertura de concreto nas lajes do tabuleiro, com grave incidência na região inferior aos passeios, deterioração do sistema do aparelho de apoio, ineficiência do sistema de drenagem e, desgaste superficial dos pilares no leito do rio.

A esclerometria foi importante para a determinação das condições do concreto, observando-se boa uniformidade entre os elementos de mesma função estrutural, com boa faixa de valores de resistência à compressão estimada, o que permite afirmar que, em quesitos mecânicos, a ponte apresenta bom desempenho.

Em relação à carbonatação, os resultados de profundidade demonstraram haver despassivação das armaduras, tornando-as suscetíveis à corrosão generalizada, o que compromete a durabilidade e influencia diretamente na vida útil de projeto da estrutura.

Os resultados de potencial de corrosão demonstram probabilidade de corrosão de intermediária na maior parte das regiões inspecionadas. Por outro lado, constatou-se região que está no limiar de alta probabilidade de corrosão.

O estado avançado de degradação da estrutura da ponte demonstra necessidade de intervenção, a fim de restabelecer as condições de durabilidade do concreto armado e prolongar a vida útil de serviço.

6. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como possíveis trabalhos futuros, pode-se apontar:

- Utilização de pacômetro, a fim de localizar as armaduras e tornar a escolha dos pontos de ensaio mais precisas;
- Avaliação por métodos de ensaios não destrutivos da cabeceira oposta à inspecionada neste estudo;
- Realização de estudo da microestrutura da matriz hidratada por meio de ensaio de difratometria de raios-X.

7. REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **C-20**: Standard Test Methods for Apparent Porosity, Water Absorption, Apparent Specific Gravity, and Bulk Density of Burned Refractory Brick and Shapes by Boiling Water. Pennsylvania, 2010.

_____. **C-805/C805M**: Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete. 2008.

_____. **C-876**: Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete. Pennsylvania, 1991.

ANDRADE, J. J. O. **Durabilidade das estruturas de concreto armado: análise das manifestações patológicas nas estruturas no estado de Pernambuco**. 151 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

ANDRADE, T; SILVA, A. J. C. **Patologia das Estruturas**. In: Concreto: Ensino, pesquisa e Realizações. GC Isaia (Ed.) v.2, cap. 32. p.953-983. São Paulo: IBRACON, 2005.

ANTONIAZZI, J. P. **Patologia da construção: abordagem e diagnóstico**. Trabalho de conclusão de curso (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2008.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. Rio Grande: Dunas, 2014. v.1, 4.ed.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14724**: Informação e Documentação – Trabalhos Acadêmicos - Apresentação. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR 6023**: Informação e documentação: apresentação de citações em documentos. Rio de Janeiro, 2002.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – procedimento, Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 7187**: Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido, Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 7584**: Concreto endurecido - Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2012.

_____. **NBR 9452**: Inspeção de pontes, viadutos e passarelas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 1986.

BARREIRAS, PREFEITURA MUNICIPAL. **Plano diretor: Planejamento Participativo Barreiras 2030**. Barreiras, 2016. 219 p.

BASTOS, P. S. S. **Histórico e principais elementos estruturais de concreto armado**. Bauru, UNESP – Universidade Estadual Paulista, 2006. Notas de aula.

BRANDÃO, A. M. S. **Qualidade e durabilidade das estruturas de concreto armado: aspectos relativos ao projeto**. 149 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

CÂMARA, E. **Avaliação da resistência à compressão do concreto utilizado usualmente na grande Florianópolis através de métodos de ensaios não destrutivos**. 152f. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

CARMONA, T.G. **Modelos de previsão da despassivação das armaduras em estruturas de concreto sujeitas à carbonatação**. 103 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

CASCUDO, O. **Inspeção e diagnóstico de estrutura de concreto com problemas de corrosão da armadura**. In: Concreto: ensino, pesquisa e realizações. GC Isaia (Ed) v.2, São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, 2005, v. 2, p. 1071-1108.

CASCUDO, O.; HELENE, P. **Avaliação experimental da corrosão de armaduras em concreto utilizando a técnica de medida dos potenciais de eletrodo**. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. BT/PCC, São Paulo, n.58, p. 1-12, 1992.

CLIMATEMPO. **Médias climatológicas são valores calculados a partir de um série de dados de 30 anos**. Disponível em: < <https://www.climatepo.com.br/climatologia /42/barreiras-ba>>. Acesso em: 02 ago. 2017.

DEBS, M. K.; TAKEYA, T. **Pontes de Concreto**. São Carlos, USP – Universidade de São Paulo, 2007. Notas de aula.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 010/2004 - PRO: Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido - Procedimento**. Rio de Janeiro: Dnit, 2004.

_____. **Manual de recuperação e reparo de pontes e viadutos rodoviários**. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **Ponte sobre o Rio Grande - Projeto básico de recuperação e reforço**. Barreiras, 1994.

_____. AJL Engenheiros e Arquitetos Associados. **Relatório técnico – Ponte sobre o Rio Grande, Barreiras – Bahia**. Barreiras, 1993.

ESTEVEES, I. C. A. **Avaliação das estruturas de obras de arte especiais por métodos de ensaios não destrutivos**. 163 f. Monografia (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2016.

EVANGELISTA, A. C. J. **Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos**. 239f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

FRANÇA, A. A. V. *et al.* **Patologia das construções: uma especialidade na engenharia civil**. Revista Técnica, São Paulo, n. 174, p.72-80, 19 set. 2011.

FERREIRA, R. B. **Influência das adições minerais nas características do concreto de cobrimento e seu efeito na corrosão de armadura induzida por cloretos**. 244 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2003.

FIGUEIREDO, E. P. **Efeito da Carbonatação e de Cloretos no Concreto**. In: Concreto: Ensino, pesquisa e Realizações. GC Isaia (Ed.) v.2, cap. 27. p.829-855. São Paulo: IBRACON, 2005.

FREITAS, M. **Pontes: introdução geral** - definições. São Paulo, EPUSP, 1981.

GIOVANNETTI, A. V. P. **Avaliação do estado de conservação de pontes: estudo de caso**. 130 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2014.

HANSSON, C. M. *et al.* **Corrosion of Reinforcing Bars in Concrete**. The Masterbuilder, Chennai, v. 14, n. 12, p.106-124, 29 dez. 2012. Disponível em: <https://www.masterbuilder.co.in/ebook/2012/December2012_eBook/index.html>. Acesso em: 18 set. 2017

HELENE, P. R. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 248 f. Tese de Livre Docência - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

HOPPE FILHO, J. **Sistemas cimento, cinza volante e cal hidratada: mecanismo de hidratação, microestrutura e carbonatação de concreto**. Tese (Doutorado). 318 f. Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS. **Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias**. Publicação IPR – 709. 2.ed. Rio de Janeiro, 2004.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA (INMET). **Apontamentos de temperatura média, umidade relativa do ar, precipitação e direção e velocidade do vento**. Disponível em Disponível em: < http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=home/page&page=rede_estacoes_conv_graf>. Acesso em: 02 ago. 2017.

LANER, F. J. **Manifestações patológicas nos viadutos, pontes e passarelas do município de Porto Alegre**. 157 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

LEMOS, K. B. Q. **Manutenção e reabilitação de túneis**. 203 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília Faculdade de Tecnologia, Brasília, 2005.

LENCIONI, J. W. **Proposta de Manual Para Inspeção de Pontes e Viadutos em Concreto Armado: Discussão sobre a Influência dos Fatores Ambientais na Degradação de Obras-de-Arte Especiais**. 187 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Infra-estrutura Aeronáutica, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, 2005.

LEONHARDT, F. **Construções de Concreto – Princípios Básicos da Construção de Pontes de Concreto**, Vol. 6. Rio de Janeiro, Interciência, 1979.

LOURENÇO, M. V.C. *et al.* **Parâmetros de avaliação de patologias em obras de artes-especiais**. 14 f. Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

MACHADO, M. D. **Curvas de correlação para caracterizar concretos usados no Rio de Janeiro por meio de ensaios não destrutivos**. 294f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

MARCHETTI, O. **Pontes de Concreto Armado**. São Paulo, Edgard Blücher, 2008.

MARTINS, C.A.C. **Estimativa da profundidade de carbonatação do concreto com o uso de redes neurais**. 107 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2011.

MATTOS, T. S. **Programa para análise de superestruturas de pontes de concreto armado e protendido**. 156 f. Tese – Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

MATTZE, A. **Contribuição ao estudo da durabilidade de pontes em concreto do sistema rodoviário de Santa Catarina (Litoral e Vale do Itajaí)**. 188 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.

MAZER, W. **Inspeção e ensaios em estruturas de concreto**. 60 f. Curso de Especialização em Patologia das Construções, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2012.

MEDEIROS, A. **Análise de durabilidade da ponte do Rio do Carmo utilizando ensaios não destrutivos, norma DNIT e a metodologia GDE/UNB**. 165 f. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2015.

MEDEIROS, M. H.F. *et al.* **Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto**. In: Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais. Gc Isaia (Ed), v.1, cap. 22. São Paulo: IBRACON, 2011.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P.J. M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais**. São Paulo : Pini, 2008.

MENDES, P. T. C. **Contribuições para um modelo de gestão de pontes de concreto aplicado à rede de rodovias brasileiras**. 236 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo : Pini, 1994.

MILANI, C. J. **Subsídios para o diagnóstico das pontes do sistema viário do município de Pato Branco – Paraná**. 216 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia e Arquitetura, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, 2010.

MITRE, M. P. **Metodologia para inspeção e diagnóstico de pontes e viadutos de concreto**. 2005.167 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.

PALACIOS, M.P.G (2012). **Emprego de ensaios não destrutivos e de extração de testemunhos na avaliação da resistência à compressão do concreto**. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-007A/12, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 165p.

PFEIL, W. **Pontes em concreto armado**. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora, 1979.

PINHO, F. O.; BELLEI, I. H. **Pontes e viadutos em vigas mistas**. Rio de Janeiro, IBS/CBCA, 2007.

POSSAN, E. **Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano**. 265 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

RAISDORFER, J. W. **Influência da adição ou substituição de adições minerais ao Cimento Portland: efeitos na carbonatação, absorção capilar e resistividade de concretos**. 151 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Construção Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2015a.

RAISDORFER, J. W. *et al.* **Carbonatação – previsão da vida útil das obras de artes especiais**. In: EXPOPAVIMENTAÇÃO, 44., Foz do Iguaçu: Reunião Anual de Pavimentação. Foz do Iguaçu, 2015b.

ROCHA, F. C. **Leituras de potencial de corrosão em estruturas de concreto armado: influência da relação água/cimento, da temperatura, da contaminação por cloretos, da espessura de cobrimento e do teor de umidade do concreto**. 135 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2012.

ROSENBLUM, A. **Pontes em estruturas segmentadas pré-moldadas protendidas: análise e contribuições ao gerenciamento do processo construtivo**. 199 f. Dissertação (Mestrado) -

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

SAHUINCO, M. H.C. **Utilização de métodos não destrutivos e semidestruídos na avaliação de pontes de concreto.** 170 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

SAMANIEGO, Y. T. M. **Ensaio não destrutivos para avaliação da resistência do concreto: estudo de aplicação em obras.** 182 f. Tese (Mestrado) - Curso de Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, Brasília, 2014.

SANTOS, J. M. M. N. **Avaliação da integridade estrutural de pontes de betão: o caso da Ponte Nossa Senhora da Guia.** 282 f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2008.

SARTORTI, A. L. **Identificação de patologias em pontes de vias urbanas e rurais no município de Campinas-SP.** 205 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2008.

SILVA, J. T. G. P. **Resistência à Carbonatação de Betões Ativado Alcalinamente.** 2013. 72 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Coimbra, 2013.

SILVA, V. M. **Ação da carbonatação em vigas de concreto armado em serviço, construídas em escala natural e reduzida.** 306 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

SOUZA, D. J.; *et al.* **Obtenção da resistência à compressão do concreto de viadutos localizados na região de Curitiba por métodos de ensaios não destrutivos: esclerometria e ultrassom.** In: EXPOPAVIMENTAÇÃO, 44., Foz do Iguaçu: Reunião Anual de Pavimentação, Foz do Iguaçu, 2015.

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

STUCCHI, F. R. **Pontes e grandes estruturas.** 103 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2006.

VAGHETTI, M. A. O. **Estudo da corrosão do aço, induzida por carbonatação, em concretos com adições minerais.** 252 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Metalurgia, Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

VITÓRIO, J. A. P. **Vitórias, Conservação e Gestão de Pontes e Viadutos de Concreto.** In: Anais 48º Congresso Brasileiro do Concreto. Recife: Ibracon, 2006.

_____. **Pontes e viadutos rodoviários: Conceituação, conservação, segurança e reforço estrutural.** Notas de Aula. Programa de Pós-graduação em Engenharia, Universidade de Pernambuco. Recife, 2015.

_____. **Importância da manutenção para a sustentabilidade do ambiente construído: manutenção e gestão de obras de arte especiais.** Encontro Nacional das Empresas de Arquitetura e Engenharia Consultiva, VII Enaenco. Recife, 2005.

_____. **Pontes rodoviárias: Fundamentos, Conservação e Gestão.** Conselho Regional de Engenharia Arquitetura e Agronomia de Pernambuco – CREA-PE. Recife, 2002.

ANEXO A – INSPEÇÃO MÉTRICA E VISUAL

Vista longitudinal da ponte sobre o Rio Grande



Detalhes da estrutura



ANEXO B – COMPARATIVO DA PONTE ANTES E APÓS ALARGAMENTO

Anterior ao Alargamento

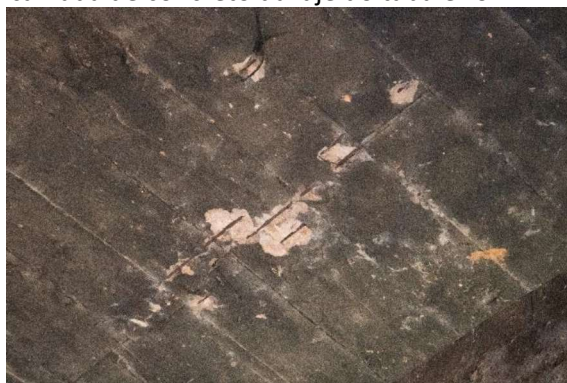


Após Alargamento

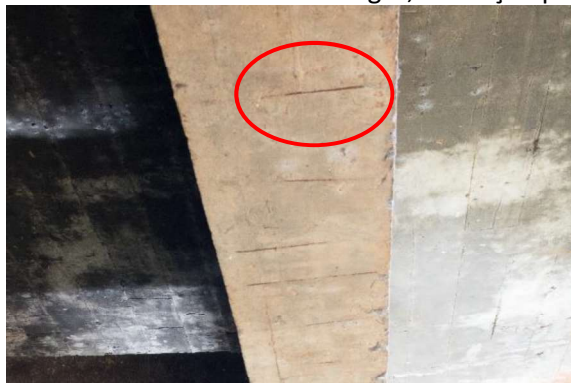


ANEXO C – ANOMALIAS IDENTIFICADAS

Corrosão ativa da armadura e Desplacimento de camada de concreto da laje do tabuleiro.



Cobrimento insuficiente nas vigas, com aço aparente.



Falha na execução do alargamento, sistema de drenagem deficiente e vigotas desniveladas



Junta entre cabeceira da ponte e encontro de apoio com depósito de material, provavelmente carreado por água da chuva.



Junta de dilatação sem proteção, com acúmulo de resíduos.



Lixiviação do concreto na laje do tabuleiro, com corrosão do aço e deslocamento da camada superficial de concreto.

