



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

ALISSON GADELHA DE MEDEIROS

**ANÁLISE DE DURABILIDADE DA PONTE DO RIO DO CARMO
UTILIZANDO ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS, NORMA DNIT E A
METODOLOGIA GDE/UNB**

NATAL

2015

ALISSON GADELHA DE MEDEIROS

**ANÁLISE DE DURABILIDADE DA PONTE DO RIO DO CARMO
UTILIZANDO ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS, NORMA DNIT E A
METODOLOGIA GDE/UNB**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof^a. Dr^a. Maria das Vitórias Vieira Almeida de Sá.

Co-Orientador: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho

NATAL

2015

Seção de Informação e Referência
Catalogação da Publicação na Fonte. UFRN / Biblioteca Central Zila Mamede

Medeiros, Alisson Gadelha de.

Análise de durabilidade da ponte do Rio do Carmo utilizando ensaios não destrutivos, norma DNIT e a metodologia GDE/UNB / Alisson Gadelha de Medeiros. – Natal, RN, 2015.
149 f.

Orientadora: Maria das Vitórias Vieira Almeida de Sá.
Coorientador: José Neres da Silva Filho.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Centro de Tecnologia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

1. Concreto armado – Dissertação. 2. Pontes – Dissertação. 3. Manifestações patológicas – Dissertação. 4. Durabilidade – Dissertação. I. Sá, Maria das Vitórias Vieira Almeida de. II. Silva Filho, José Neres da. III. Título.

RN/UF/BCZM

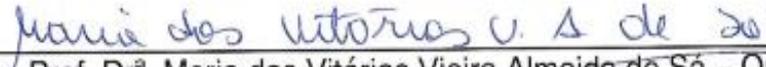
CDU 624.012.45

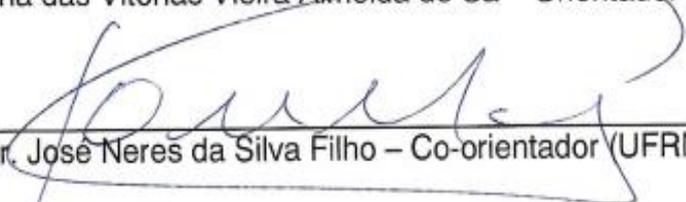
ALISSON GADELHA DE MEDEIROS

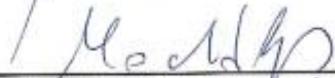
**ANÁLISE DE DURABILIDADE DA PONTE DO RIO DO CARMO
UTILIZANDO ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS, NORMA DNIT E A
METODOLOGIA GDE/UNB**

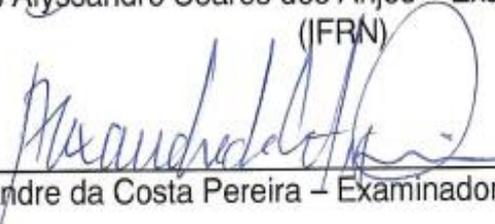
Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA


Prof. Dr^a. Maria das Vitórias Vieira Almeida de Sá – Orientador (UFRN)


Prof. Dr. José Neres da Silva Filho – Co-orientador (UFRN)


Prof. Dr. Marcos Alyssandro Soares dos Anjos - Examinador Interno ao Programa (IFRN)


Prof. Dr. Alexandre da Costa Pereira – Examinador Externo à Instituição (IFRN)

Natal, 28 de agosto de 2015

ANÁLISE DE DURABILIDADE DA PONTE DO RIO DO CARMO UTILIZANDO ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS, NORMA DNIT E A METODOLOGIA GDE/UNB

Alisson Gadelha de Medeiros

Orientador: Prof^a. Dr^a. Maria das Vitórias Vieira Almeida de Sá

Co-Orientador: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho

RESUMO

A durabilidade das estruturas de concreto armado tem motivado muitas pesquisas, considerando os altos custos dos reparos em muitas situações, como é o caso das pontes, bem como os prejuízos causados pela necessidade de interdição quanto aos serviços de recuperação. Neste sentido, este trabalho tem como objetivo avaliar as condições de durabilidade da Ponte sobre o Rio do Carmo com 90,90 metros de extensão. Esta foi construída em 1976 e está localizada no Km 36 da rodovia BR-110, entre os municípios de Areia Branca/RN e Mossoró/RN, em região de elevada agressividade ambiental. Para realização deste estudo, foram feitos ensaios não destrutivos em que, mostrou-se boa homogeneidade do concreto perante o ensaio de esclerometria. Para as medidas de ultrassom, foi identificada a qualidade do concreto como “regular” e possibilitou a estimativa do módulo de elasticidade dinâmico e resistência em 17,60 GPa e 13,51 MPa, respectivamente. O ensaio de profundidade de carbonatação, obteve-se medidas em valores de 0,00 a 19,00 mm e, no o ensaio de presença de cloretos, verificaram-se maiores medidas, sendo a maior delas igual 22,80 mm. Porém, ambas não atingiram a profundidade do aço, 30 mm. Já ensaio de potencial de corrosão, a maior parte da medição concentrou-se numa faixa de -150 a -250 mV, que indica probabilidades de 10 a 90% de corrosão. As manifestações patológicas presentes foram identificadas utilizando metodologias de inspeções: norma DNIT 010/2004 e a GDE/UnB. Com isto, a partir delas, pôde-se verificar que, as maiores incidências dos danos sofridos foram na superestrutura, na mesoestrutura e em outros elementos auxiliares, como as vigas de fachada. Ademais, de acordo com este levantamento, foi possível quantificar a deterioração da estrutura; de forma que se obteve nota técnica igual a 3 segundo a norma DNIT 010/2004, caracterizando-a como uma obra “potencialmente problemática”, e grau de deterioração global da estrutura (G_d) igual 64,03 classificando-a em nível “Alto”. Em comparativo entre ambas metodologias aplicadas, a GDE/UnB resultou em maior acurácia, devido a riqueza de detalhes em sua análise. Todos esses resultados indicam que, a ponte em estudo, necessita de reparos nos elementos estudados nesta pesquisa e aliados a outras inspeções mais específicas, poderá se planejar a solução mais adequada quanto aos aspectos de segurança e economia.

Palavras-chave: Concreto armado. Pontes. Manifestações patológicas. Durabilidade.

ANALYSIS OF DURABILITY OF CARMO RIVER BRIDGE USING NON-DESTRUCTIVE TESTS, STANDARD DNIT AND METHODOLOGY GDE/UNB

Alisson Gadelha de Medeiros

Adviser: Prof^a. Dr^a. Maria das Vitórias Vieira Almeida de Sá

Co-adviser: Prof. Dr. José Neres da Silva Filho

ABSTRACT

The durability of reinforced concrete structures has motivated many researches, considering the high cost of repairs in many situations, such as bridges, as well as the damage caused by the need to ban regarding recovery services. Thus, this study aims to assess the conditions of durability of the bridge over the Carmo River with 90.90 meters long. This was built in 1976 and is located at km 36 of the BR-110 highway, between the municipalities of Areia Branca/RN and Mossoró/RN, in environmentally high aggression region. For this study, non-destructive tests were done on that proved to be good homogeneity of the concrete before the rebound hammer testing. For ultrasound measures the quality of the concrete was identified as "regular" and enabled the estimation of the dynamic modulus of elasticity and strength of 13.51 MPa and 17.60 GPa, respectively. The carbonation depth assay gave values in steps of 0.00 to 19.00 mm and the testing of the presence of chlorides, there were larger dimensions, most of them being equal to 22.80 mm. However, both did not reach the depth of the steel, 30 mm. The corrosion potential of the test, most of the measurement concentrated in a range of -150 to -250 mV which indicates probabilities of 10 to 90% corrosion. Pathological present manifestations were identified using inspection methods: a standard DNIT 010/2004 and GDE / UnB. With this, from them, it was observed that the highest incidence of injuries suffered were in the superstructure, the mesostructure and other auxiliary elements such as the facade beams. Furthermore, according to this lifting, it was possible to quantify the deterioration of the structure; so that was obtained technical score equal to 3 in accordance with standard DNIT 010/2004, characterizing it as a work "potentially problematic", and overall degree of deterioration of the structure (G_d) equal to 64.03 classifying the level "High". In comparison between both methodologies, the GDE/UnB resulted in greater accuracy, due to richness of detail in your analysis. All these results indicate that the bridge study, needs repairs in the elements studied in this research and allies for more specific inspections, will be able to plan the most appropriate solution in relation to safety aspects and economics.

Keywords: Reinforced concrete. Bridges. Pathological manifestations. Durability

“Tudo posso naquele que me fortalece.”

Felipenses 4:13

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, a Deus, por nos dar o dom da vida e sempre estar iluminando meus passos, me enchendo de bênçãos e sabedoria.

Aos meus amados e queridos pais, Francisco de Assis Medeiros Filho e Jaqueline Gadelha de Medeiros, e minha amada e querida irmã, Alana Maria Gadelha de Medeiros por sempre me apoiarem e estarem presente em todos os momentos da minha vida. Eles são a razão da minha existência.

À minha amada e querida namorada, Monalisa Tavares, por ser fonte de amor, companheirismo em todos os momentos e, por estar sempre presente durante a construção deste trabalho.

À minha orientadora, Maria das Vitórias Almeida Vieira de Sá, e ao Co-Orientador, José Neres da Silva Filho, por suas categóricas participações e horas dedicadas para ajudar-me a construir esta dissertação de mestrado.

Ao professor do IFRN, Marcos Anjos, pela gama de conhecimentos compartilhados. À Evilane Farias e aos bolsistas do IFRN pelo suporte técnico quanto às instruções de ensaios não destrutivos. Aos colegas de mestrado e à secretaria do PEC pelas experiências vividas.

Aos grandes docentes do Curso de Graduação em Engenharia Civil da UFERSA, por terem sido a fonte de conhecimento, suporte, amizade e dedicação para o alcance do melhor resultado possível.

Ao grande professor e amigo, Santos Demetrio Miranda Borjas, pelos conhecimentos compartilhados e ensinamentos de vida.

Aos meus queridos amigos, Daniel Jales, Samuel Camilo, Regileuza Rodrigues, Thales Henrique, Jéssica Luara, Arthur Jales, Joilson Marques, Carlos Kléber, Cléber

Lucena, Antoniano Marques, Thaís Russiely, Luana Saraiva, Abraão Rosado, Francisco Erivaldo, Antônio Dgerson e Paulo Roberto, pelas grandes amizades.

Aos meus primos e amigos, Gabriel Medeiros, Francisco Medeiros, Jhonatan Medeiros, Eduardo Tavares, Carlos Tavares, Damião Polovski e José Wellington, que me ajudaram na formação de equipes para realização dos procedimentos experimentais na Ponte sobre o Rio do Carmo.

Ao DNIT, pela concessão legal para se desenvolver os estudos necessários na Ponte sobre o Rio do Carmo, os quais foram propostos nesta pesquisa.

À CAPES, pelo o apoio financeiro.

Ao Instituto Federal do Rio Grande do Norte, pela disponibilização dos equipamentos os quais foram fundamentais para as análises dos ensaios não destrutivos, bem como a disponibilização de seus laboratórios.

À Universidade Federal Rural do Semi-Árido, pela disponibilização dos seus laboratórios os quais deram suporte ao procedimento experimental desta pesquisa. Em especial, aos professores Marília Oliveira e Rafael Batista.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	1
1 Introdução	1
1.1 Justificativa	3
1.2 Objetivo da pesquisa.....	4
CAPÍTULO 2	5
2 Fundamentação teórica	5
2.1 Pontes e durabilidade do concreto armado.....	5
2.1.1 Estruturas de pontes.....	5
2.1.1.1 Elementos de superestrutura.....	6
2.1.1.2 Elementos de mesoestrutura.....	7
2.1.1.3 Elementos de infraestrutura.....	9
2.1.2 Durabilidade e vida útil em estruturas de concreto armado.....	11
2.1.3 Causas e mecanismos de deterioração do concreto armado com ênfase em manifestações patológicas em pontes e viadutos rodoviários	13
2.2 Corrosão	20
2.2.1 Corrosão em estruturas de concreto armado	20
2.3 Carbonatação.....	28
2.3.1 Carbonatação nas estruturas de concreto armado	28
2.4 Íons cloreto	35
2.4.1 Penetração de íons cloreto em estruturas de concreto armado	35
2.5 Metodologias de inspeção	41
2.5.1 Metodologia GDE/UnB.....	41
2.5.2 Manual de inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido (Norma DNIT 010/2004)	46
CAPÍTULO 3	53
3 Materiais e Métodos	53
3.1 Inspeções visuais na estrutura – 1ª ETAPA.....	55
3.2 Procedimento experimental (Ensaios não destrutivos <i>in loco</i>) – 2ª ETAPA.....	59
3.2.1 Ensaio de profundidade de carbonatação	60
3.2.2 Ensaio de presença de íons cloreto.....	61
3.2.3 Ensaio de potencial de corrosão.....	63

3.2.4 Ensaio de velocidade do pulso ultrassônico	65
3.2.5 Ensaio de esclerometria	68
3.3 Aplicação das metodologias de inspeção: Norma DNIT 010/2004 e GDE/UnB adaptada por Fonseca (2007), Euqeres (2011) e pelo autor – 3ª ETAPA	69
3.4 Elementos da Ponte sobre o Rio do Carmo avaliados quanto a sua durabilidade	76
CAPÍTULO 4	77
4 Resultados e discussões	77
4.1 Descrição da obra de arte e do ambiente	77
4.2 Manifestações patológicas presentes na Ponte sobre o Rio do Carmo	84
4.2.1 Manifestações patológicas na superestrutura.....	85
4.2.2 Manifestações patológicas na mesoestrutura.....	89
4.2.3 Manifestações patológicas na infraestrutura.....	92
4.2.4 Manifestações patológicas elementos auxiliares	93
4.3 Ensaio não destrutivos <i>in loco</i>	95
4.3.1 Ensaio de profundidade de carbonatação	95
4.3.2 Ensaio de presença de íons cloreto.....	96
4.3.3 Ensaio de potencial de corrosão.....	98
4.3.4 Ensaio de velocidade do pulso ultrassônico	103
4.3.5 Ensaio de esclerometria	111
4.4 Aplicação das metodologias de inspeção DNIT e GDE/UnB	114
4.4.1 Norma DNIT 010/2004.....	114
4.4.2 Metodologia GDE/UnB.....	117
4.4.2.1 Grau do dano dos elementos	117
4.4.2.2 Grau do dano das famílias.....	122
4.4.3 Norma DNIT 010/2004 <i>versus</i> Metodologia GDE/UnB	127
CAPÍTULO 5	129
5 Conclusões	129
CAPÍTULO 6	132
6 Sugestões para trabalhos futuros	132
Referências	133
Anexos	141

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Composição básica dos elementos constituintes de uma ponte - Fonte: Autor (2015).....	6
Figura 2: Esquema representativos dos elementos que compõem uma superestrutura dotada de seção caixão - Fonte: Autor (2015).	7
Figura 3: Seção caixão celular de pouca altura, com balanços na laje superior e enrijecidas nos bordos por vigas de acabamento - Fonte: Autor (2015).	7
Figura 4: Ligação da superestrutura e mesoestrutura por aparelho de apoio de Neoprene - Fonte: Autor (2015).	8
Figura 5: (a) Pilar parede (maciço ou celular) e (b) dois pilares com viga de contraventamento - Fonte: Adaptado de Vitório (2002).....	9
Figura 6: Corte esquemático de uma fundação profunda tipo tubulão – Fonte: Vitório (2002).....	10
Figura 7: Conceito de vida útil condicionado pela corrosão das armaduras do concreto - Fonte: Helene (2001).	13
Figura 8: Causas físicas da deterioração do concreto - Fonte: Adaptado de Ribeiro (2010).....	15
Figura 9: Causas químicas da deterioração do concreto - Fonte: Adaptado de Ribeiro (2010).....	15
Figura 10: Concreto deslocado do vigamento da ponte em zona de baixo cobrimento - Fonte: Costa e Appleton (2002).	17
Figura 11: Manifestações patológicas - Fonte: Adaptado de Mendes <i>et al.</i> (2010)...	18
Figura 12: Manifestações patológicas - Fonte: Adaptado de Euqeres (2011).....	19
Figura 13: Manifestações patológicas - Fonte: Adaptado Farrapo <i>et al.</i> (2010).....	19
Figura 14: Representação de uma pilha de corrosão em um mesmo metal – Fonte: Figueiredo e Meira (2013).	22
Figura 15: Fases da corrosão das armaduras, modelo de Tuutti (1982) - Fonte: Santos (2006).....	24
Figura 16: Correlação entre a resistividade elétrica e a taxa de corrosão obtida por meio da técnica de potencial de corrosão pelos métodos de envelhecimento (A) por ciclos e (B) por névoa salina – Fonte: Ribeiro (2010).....	26

Figura 17: Potenciais de corrosão em função do tempo – Fonte: Moro <i>et al.</i> (2012).	27
Figura 18: Resistividade elétrica dos corpos de prova aos 90 dias – Fonte: Campos (2012).	28
Figura 19: Desenvolvimento da frente de carbonatação no concreto – Fonte: CEB (1984).	30
Figura 20: Processo de carbonatação instalado – Fonte: Souza e Ripper (1998). ...	31
Figura 21: Valores de pH ao longo das idades (concreto com adição mineral de sílica ativa e concreto de testemunho) – Fonte: Seidler e Dal Molin (2003).	33
Figura 22: Coeficientes de carbonatação natural e acelerado – Fonte: Adaptado de Neves, Branco e Brito (2013).	35
Figura 23: Morfologia da corrosão por carbonatação, tensão e íons cloreto – Fonte: Andrade (1992).	37
Figura 24: Ação de íons cloreto provocando corrosão pontual no aço – Fonte: Treadaway (1988).	38
Figura 25: Fluxograma da metodologia para o cálculo do Grau de Deterioração da Estrutura (GDE) – Fonte: Castro (1994).	42
Figura 26: Parte da Ficha de inspeção do Anexo B da norma DNIT 010/2004 – Fonte: Rosa <i>et al.</i> (2014).	49
Figura 27: Fluxograma das etapas que compõem a metodologia da análise de durabilidade desta pesquisa – Fonte: Autor (2015).	53
Figura 28: Visão longitudinal da Ponte sobre o Rio do Carmo – Fonte: Autor (2014).	54
Figura 29: Representação gráfica da mesoestrutura e as marcações dos ensaios não destrutivos que foram realizados – Fonte: Autor (2015).	57
Figura 30: Representação gráfica da viga de contraventamento e da laje com as marcações dos ensaios não destrutivos – Fonte: Autor (2015).	58
Figura 31: Representação gráfica da extremidade da ponte em que possui acesso a laje – Fonte: Autor (2015).	58
Figura 32: (a) Marcações das malhas no bloco de coroamento e no pilar 10x10 centímetros, sendo 5x10 para o ensaio de carbonatação e 5x10 para íons cloreto (b) Malha submetida a aspensão de fenolfaleína e nitrato de prata – Fonte: Autor (2015).	60

Figura 33: Malha 20x40 centímetros para medição de potenciais de corrosão em três barras de aço em viga de contraventamento – Fonte: Autor (2015).	64
Figura 34: Marcação da malha de ultrassom em duas direções em uma viga de contraventamento – Fonte: Autor (2015).....	66
Figura 35: Malha para ensaio de esclerometria – Fonte: Autor (2015).	69
Figura 36: Uniformização da superfície e retirada da camada superficial da carbonatação – Fonte: Autor (2015).....	69
Figura 37: Localização geográfica da Ponte sobre o Rio do Carmo – Fonte: Adaptado do Google Earth (2015).....	78
Figura 38: Elementos estruturais da Ponte sobre o Rio do Carmo – Fonte: Autor (2015).....	79
Figura 39: (a) Pista de rolagem, guarda-rodas e juntas de dilatação (b) Vigas de acabamento, sistema de drenagem – Fonte: Autor (2015).	80
Figura 40: Representação gráfica do detalhe da mesoestrutura e suas dimensões – Fonte: Autor (2015).	80
Figura 41: a) Pesagem da massa de concreto e submersão da massa no recipiente para medição do volume deslocado – Fonte: Autor (2015).....	82
Figura 42: Levantamento topográfico com estação total – Fonte: Autor (2015).....	83
Figura 43: Manifestações patológicas encontradas nos balanços da face interna da laje superior – Fonte: Autor (2015).....	86
Figura 44: Manifestações patológicas encontradas no primeiro vão interno da laje inferior – Fonte: Autor (2015).	87
Figura 45: Bom estado no vão interno 4 da laje inferior e nas lajes em balaço – Fonte: Autor (2015).	88
Figura 46: Manifestações patológicas nas cortinas – Fonte: Autor (2015).....	89
Figura 47: Representação gráfica da mesoestrutura – Fonte: Autor (2015).	90
Figura 48: Manifestações patológicas na mesoestrutura (1) – Fonte: Autor (2015)..	91
Figura 49: Manifestações patológicas na mesoestrutura (2) – Fonte: Autor (2015)..	91
Figura 50: Parte da mesoestrutura (5) em bom estado – Fonte: Autor (2015).....	92
Figura 51: Manifestações patológicas presentes em blocos de coroamento – Fonte: Autor (2015).	93
Figura 52: Manifestações patológicas nas vigas de fachada – Fonte: Autor (2015). 94	
Figura 53: Perfil de profundidades de carbonatação <i>in loco</i> – Fonte: Autor (2015)...	95

Figura 54: Perfil de profundidades de íons cloreto <i>in loco</i> – Fonte: Autor (2015).....	97
Figura 55: Legenda dos mapas colorimétricos – Fonte: Autor (2015).....	98
Figura 56: Mapa colorimétrico dos potenciais de corrosão na malha CM1VC(A) – Fonte: Autor (2015).	99
Figura 57: Mapa colorimétrico dos potenciais de corrosão na malha CM2L(TR1) – Fonte: Autor (2015).	99
Figura 58: Mapa colorimétrico dos potenciais de corrosão na malha CM3P2VC(A) – Fonte: Autor (2015).	100
Figura 59: Histograma de potenciais com polígono de frequência de corrosão das armaduras do concreto na malhas analisadas – Fonte: Autor (2015).	101
Figura 60: Distribuição de probabilidade para potenciais de corrosão da armaduras das malhas de concreto analisadas – Fonte: Autor (2015).	102
Figura 61: Distribuição de probabilidade acumulada para potenciais de corrosão da armaduras das malhas de concreto analisadas – Fonte: Autor (2015).	103
Figura 62: Velocidades de propagação do pulso ultrassônico medidas nos elementos analisados – Fonte: Autor (2015).	104
Figura 63: Relação da velocidade do pulso ultrassônico com a estimativa do módulo de elasticidade dinâmico e a resistência do concreto – Fonte: Autor (2015).	106
Figura 64: Relação entre velocidade do pulso e a resistência estimada do concreto em duas direções – Fonte: Autor (2015).	108
Figura 65: Comportamento entre velocidade de pulso ultrassônico, módulo de elasticidade dinâmico estimado e resistência estimada do concreto – Fonte: Autor (2015).....	109
Figura 66: Curvas de contorno do parabolóide de ajuste – Fonte: Autor (2015).....	110
Figura 67: Grau do dano dos elementos da superestrutura – Fonte: Autor (2015). ..	118
Figura 68: Grau do dano dos elementos da mesoestrutura – Fonte: Autor (2015). ..	119
Figura 69: Grau do dano dos elementos da infraestrutura e outros elementos auxiliares – Fonte: Autor (2015).	120
Figura 70: Grau de deterioração das famílias FR – Fonte: Autor (2015).....	123
Figura 71: Grau de deterioração das famílias divididas – Fonte: Autor (2015).....	123
Figura 72: Grau de deterioração global da estrutura – Fonte: Autor (2015).....	125
Figura 73: Relação de resultados entre as metodologias de inspeção – Fonte: Autor (2015).....	128

LISTA DE TABELA

Tabela 1: Ações a serem adotadas de acordo com o grau de deterioração global da estrutura avaliada.....	46
Tabela 2: Instruções para atribuições de notas de avaliações.....	48
Tabela 3: Elementos que incorporaram o cálculo do Grau de Deterioração da Estrutura (GDE).....	56
Tabela 4: Quantitativo de ensaios em cada elemento analisado.....	57
Tabela 5: Conclusão sobre a presença de cloretos livres de acordo com a coloração apresentada após a aspersão de nitrato de prata sobre a superfície do concreto....	62
Tabela 6: Probabilidade de ocorrência de corrosão em função do potencial de referência Cobre-Sulfato.....	64
Tabela 7: Qualidade do concreto em função da velocidade de propagação do pulso ultrassônico.....	67
Tabela 8: Reformulação dos fatores de intensidade para o cálculo do GDE, segundo a metodologia proposta na pesquisa.....	71
Tabela 9: Prazos reformulados para ponte das ações a serem adotadas segundo a avaliação global da estrutura.....	74
Tabela 10: Composição das famílias para o cálculo do GDE.....	75
Tabela 11: Análises e procedimentos realizados nos elementos escolhidos da ponte.....	76
Tabela 12: Características físico-químicas do Rio do Carmo.....	81
Tabela 13: Estimativa da massa específica do concreto da ponte.....	83
Tabela 14: Pontos de medição e comprimento total da ponte.....	84
Tabela 15: Estimativa do módulo de elasticidade dinâmico e da resistência do concreto calculados a partir da velocidade do pulso ultrassônico.....	105
Tabela 16: Resultados do ensaio de esclerometria nas peças estruturais da ponte.....	112
Tabela 17: Aplicação do Anexo B da norma DNIT 010/2004 na avaliação de deterioração da estrutura da Ponte sobre o Rio do Carmo.....	115
Tabela 18: Resumo das aplicações das metodologias de inspeção.....	125

CAPÍTULO 1

1 Introdução

A indústria da construção civil tem como principal objetivo a elaboração de estudos, projetos e processos construtivos que viabilizam a realização dos diversos tipos de obras durante o desenvolvimento das sociedades. Em paralelo à esta busca de mecanismos surge a necessidade, cada vez maior, de se construir em maior escala e de se produzir técnicas construtivas. O uso do concreto armado tem sido bastante difundido e indispensável em muitos países como matéria prima na produção de elementos estruturais, por exemplo.

No entanto, sabe-se que todas as estruturas edificadas são solicitadas por carregamentos de diversas naturezas, bem como são submetidas às condições extremas de utilização de acordo com a agressividade do meio ambiente de exposição que estão inseridas. Diante desta problemática, nas últimas décadas o estudo da durabilidade das edificações 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 melhores compreendidos no tocante às suas conseqüências como, por exemplo, os processos de fissurações, carbonatação, penetração de íons cloreto através da difusão de dióxido de carbono (CO_2), íons cloreto (Cl^-) associados à umidade, processos que provocam a iniciação e aceleração do processo de corrosão das armaduras.

Neste contexto, as pesquisas relacionadas a durabilidade das estruturas de concreto armado possibilitam a obtenção de mais informações e métodos capazes de propiciar a avaliação quantitativa e qualitativa do grau de deterioração dessas estruturas, na busca de se estimar com eficiente acurácia a vida útil expressa em anos, não conduzindo a resultados embasados somente em critérios subjetivos.

No Brasil, por exemplo, o conceito de durabilidade foi incorporado com maior ênfase na NBR ABNT 6118/2004, a qual adotou parâmetros mais restritos quanto a este assunto em relação à NB 1/1978. Dessas reformulações, podem-se destacar: o

aumento da vida útil das estruturas de acordo com a inserção das classes ambientais, valores de cobertura mínimo em função dessas classes, bem como subsídios parametrizados para o estado limite de serviço igualmente condicionados a essas classes.

Na malha de rodovias federais brasileiras, as pontes e viadutos são elementos estruturais que permitem a transposição de tráfegos viários e, conseqüentemente, de pessoas sobre barreiras naturais como rios, braços de mar e regiões de relevo acentuado. Vale ressaltar que a maioria das pontes brasileiras é de concreto armado e tem idade superior a 30 anos com escassas informações sobre seus materiais empregados e suas características mecânicas (MENDES *et al.*, 2010; MENDES, MOREIRA & PIMENTA, 2012).

Essas Obras de Arte Especiais (OAE) podem estar inseridas em diferentes classes de agressividade ambiental, desde a área urbana; com altas concentrações de dióxido de carbono na atmosfera, devido à emissão de poluentes das grandes indústrias e automóveis, com presença de uma umidade relativa alta, até ambientes marinhos, em regiões de respingo de maré com incidência de sais (ação de íons cloreto) ou, até mesmo, em rios poluídos com grande biomassa orgânica presente.

Diante disto, a durabilidade das estruturas de concreto armado tem motivado muitas pesquisas, considerando os altos custos dos reparos nas variadas situações, como ocorre em estruturas de pontes. Uma vez que, os prejuízos causados, tanto pela necessidade de interdição como pelos custos dos serviços de recuperação, são altamente relevantes.

No estado do Rio Grande do Norte, entre as cidades de Mossoró e Areia Branca, no do Km 36 na rodovia BR-110, está localizada a Ponte do Rio sobre o Carmo. Esta obra foi construída em 1976 e possui 90,90 metros de extensão. Por estar situada em região de elevada agressividade ambiental, submetida às cargas móveis e permanentes durante todos esses anos e devido as diversas manifestações patológicas presentes em sua estrutura, há o interesse em avaliar suas condições no que tange à sua durabilidade, a fim de identificar o estado de deterioração da ponte com ênfase nas manifestações patológicas presentes.

Para tanto, primeiramente serão realizadas análises de durabilidade *in loco*, por meio de inspeções visuais e ensaios de natureza não destrutiva de esclerometria,

medidas de ultrassom, profundidade de carbonatação, presença de íons cloreto e determinação dos potenciais de corrosão.

Após essa fase e com o intuito de subsidiar a verificação do estado atual da ponte, bem como a dimensão dos reparos que devem ser realizados para restabelecer as condições de vida útil ou prolongar a vida residual na garantia de uma maior durabilidade e segurança aos seus usuários, serão aplicados os modelos de avaliação do grau de deterioração da ponte através do Manual de Inspeções em Pontes e Viadutos de Concreto Armado e Protendido do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) (Norma DNIT 010/2004) e da metodologia GDE/UnB.

1.1 Justificativa

As diversas formas de manifestações patológicas sempre se fazem presentes nas estruturas de concreto armado. Isto pode ser evidenciado por conta de incorretas práticas quanto às técnicas construtivas, seleção indevida dos materiais, meio ambiente agressivo de exposição das obras, e entre outros fatores que ameaçam a vida útil. Diante desta perspectiva, os estudos no tocante a durabilidade destas estruturas tem gerado muitas discussões e pesquisas de grande importância em nível mundial, obtendo, assim, resultados significativos que conduzem a obras mais duráveis.

A Ponte sobre o Rio do Carmo, situada entre os municípios de Mossoró e Areia Branca, no Km 36 na rodovia BR-110, no Estado do Rio Grande do Norte é uma Obra de Arte Especial (OAE) que foi construída há cerca de 40 anos. Nesta rodovia, ela faz ligação entre esses municípios e adjacentes onde se encontram importantes regiões de exploração de petróleo e indústrias salinas, além do intenso tráfego corrente. Devido à importância da ponte supracitada e de sua aparente deterioração, surgiu a intenção nesta pesquisa em avaliar as condições da obra no que tange à sua durabilidade a fim de colaborar com o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) no sentido fornecer informações quanto o estado atual da ponte através do estudo de suas manifestações patológicas apresentadas em alguns

elementos estruturais por meio de inspeções, como de algumas propriedades e condicionantes por meio de ensaios não destrutivos e semi-destrutivos.

É sabido que diversas metodologias de inspeção conduzem a resultados com caráter bastante subjetivo, mas elas são fundamentais para o levantamento de informações iniciais sobre as estruturas em análise, assim como, detectam a necessidades de estudos mais específicos. Com isto, na busca de caracterizar e obter um valor numérico o qual permita qualificar a estrutura de concreto armado da ponte quanto ao seu estado de degradação, o uso da Norma de inspeção do DNIT (010/2004 - PRO), assim como a aplicação da metodologia GDE/UnB modificada são algumas formas que viabilizam este processo.

1.2 Objetivo da pesquisa

O objetivo principal desta pesquisa é avaliar o estado de deterioração da Ponte sobre o Rio do Carmo, quanto ao aspecto de durabilidade utilizando a Norma DNIT 010/2004, metodologia GDE/UnB e análises por meio de ensaios não destrutivos, perante suas condições atuais inseridas em seu ambiente de exposição e utilização.

Como objetivos específicos, tem-se:

- Identificar e avaliar as manifestações patológicas da estrutura da ponte;
- Realizar ensaios não destrutivos na estrutura de concreto armado em estudo;
- Aplicar o Manual de inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido (Norma DNIT 010/2004);
- Aplicar a metodologia GDE/UnB, destinada à avaliação quantitativa do grau de deterioração da estrutura de concreto armado em estudo;
- Realizar comparativo entre os resultados das metodologias de inspeções utilizadas (DNIT e GDE/UnB).

CAPÍTULO 2

2 Fundamentação teórica

2.1 Pontes e durabilidade do concreto armado

2.1.1 Estruturas de pontes

As estruturas de pontes são consideradas Obras de Arte Especiais (OAE), destinadas a vencer obstáculos naturais ou artificiais, por exemplo, tais como: cursos d'água, vales profundos, baías, centros urbanos ou vias expressas. Para essas duas últimas situações, a ponte recebe denominação de viadutos ou elevados.

Segundo Vitório (2002), as diversas definições sobre pontes encontradas na literatura geralmente são consideradas corretas. Desta forma, o que as diferencia é a sua função, ou seja, o obstáculo a transpor. Com isto, Leonhardt (1979) trouxe diversos conceitos dessas estruturas de acordo com sua tipologia, tais como:

- Obstáculo: pontes fluviais, encostas, viadutos;
- Tráfego suportado: pontes rodoviárias, ferroviárias, em canal;
- Sistema estrutural: pontes em vigas, arco, estaiadas, pênsil ou tabuleiros;
- Materiais utilizados: madeira, metálicos, concreto armado.

Conforme a literatura disponível acerca do estudo qualitativo e quantitativo das estruturas de pontes, existe uma classificação de seus elementos constituintes mais antiga, que considera a divisão básica em infraestrutura e superestrutura (LEONHARDT, 1979). Contudo, nos estudos mais recentes, tem-se que esses elementos podem ser subdivididos em três partes distintas: infraestrutura, mesoestrutura, superestrutura (MENDES, 2003; VITÓRIO, 2002; DNIT IPR 744, 2010).

- Superestrutura: corresponde à parte da obra que recebe diretamente as cargas do tráfego e vence o vão necessário a ser transposto. É composta por lajes, vigamento principal (longarinas), vigamento transversal (transversinas), cortinas, dentes, consoles, chanfros, etc.

- Mesoestrutura: corresponde a função de transmitir ou conduzir as cargas provenientes da superestrutura para as fundações. É composta por aparelhos de apoio, pilares e vigas de contraventamento desses pilares.
- Infraestrutura: Também denominada de fundação, possui a finalidade de receber as cargas da estrutura, transmitindo-as para o solo. As fundações podem ser do tipo direta (bloco, sapata e radier) ou profundas (estaca ou tubulão).

A Figura 1 ilustra os elementos constituintes das estruturas de pontes.

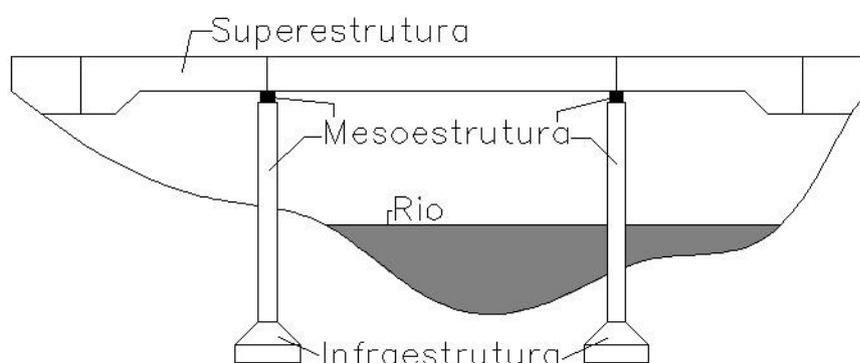


Figura 1: Composição básica dos elementos constituintes de uma ponte - Fonte: Autor (2015).

Além desses elementos de forma geral, existem obras complementares que não se enquadram na classificação mencionada, mas que integram e contribuem para o sistema estrutural. Como exemplos têm-se os encontros que detêm a função de receber os empuxos dos aterros e de não transmiti-los para os pilares, as placas de transição que acompanham o terreno a ser transposto na situação de recalques do solo e os *dolphins*, que são cortinas de estacas pranchas ou equivalentes, os quais protegem os pilares contra choques de embarcações (MENDES, 2003).

2.1.1.1 Elementos de superestrutura

Os elementos de superestrutura pode 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, condições de estética, restrições na altura construção, materiais empregados, tamanho do vão (LEONHARDT, 1979; MENDES, 2003).

Uma das seções transversais mais usais é a forma de caixão celular, bem como seções transversais com vigas principais de concreto armado ou protendido moldadas *in loco* ou pré-fabricadas no canteiro de serviço. Os principais elementos que compõem a superestrutura em forma de caixão celular são vigas principais, lajes superior e inferior, os guarda-rodas, guarda corpos, pavimentação, transversinas extremas e de apoio, conforme as Figuras 2 e 3.

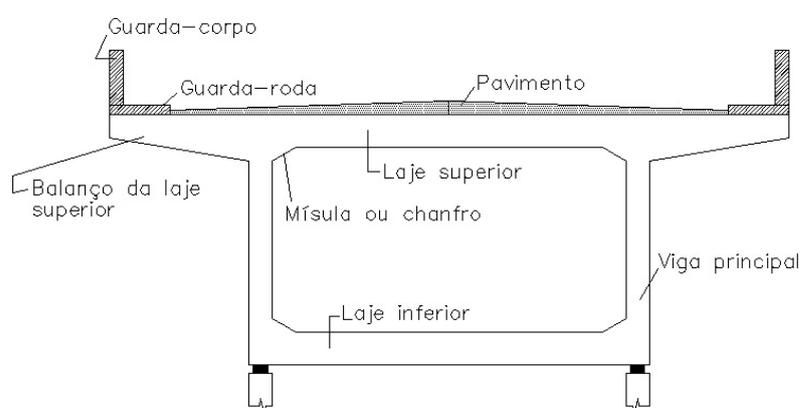


Figura 2: Esquema representativos dos elementos que compõem uma superestrutura dotada de seção caixão - Fonte: Autor (2015).

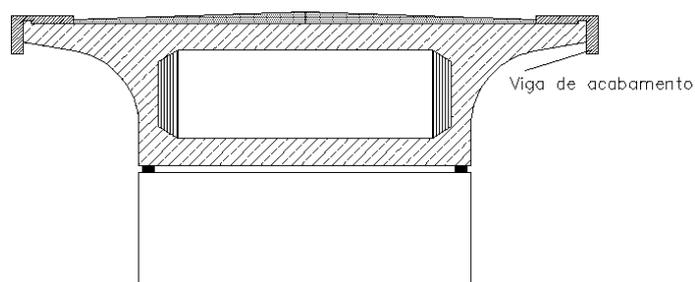


Figura 3: Seção caixão celular de pouca altura, com balanços na laje superior e enrijecidas nos bordos por vigas de acabamento - Fonte: Autor (2015).

2.1.1.2 Elementos de mesoestrutura

O sistema mesoestrutural é composto basicamente aparelhos de apoio, pilares, vigas de contraentamento dos pilares, possuindo a função de transmitir as cargas

provenientes da superestrutura para as fundações. Por exemplo, os aparelhos de apoio são peças de transição entre os vigamentos principais 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. Na escolha do tipo de aparelho de apoio, é necessário levar em consideração o tipo de material empregado nos próprios aparelhos e no sistema estrutural da ponte (VITÓRIO, 2002; MARCHETTI, 2008).

Os aparelhos de apoio 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 em todas as direções e deslocamentos em todas as direções. A Figura 4 ilustra um tipo de aparelho de apoio.



Figura 4: Ligação da superestrutura e mesoestrutura por aparelho de apoio de Neoprene - Fonte: Autor (2015).

Quanto aos pilares, de acordo com Mendes (2003), os mesmos dispostos na mesoestrutura de uma ponte abrangem uma solução única ou independente, com seções transversais circulares, hexagonal, quadrada ou oval (LEONHARDT, 1979). Este fato é condicionado com o tipo de superestrutura e o altura do vão em relação ao terreno.

Com isso, pode-se optar na escolha de pilares paredes, recomendados em ponte fluviais por razões hidráulicas devido às fortes correntezas, assim como, na escolha de pilares comuns, que são dispostos de maneira independente. Neste tipo de elemento estruturas pode haver ou não a presença de viga de contraventamento, as quais possibilitam menor consumo de material, melhor visibilidade para navegação (MENDES, 2003; VITÓRIO 2002). A Figura 5 ilustra os dois tipos de pilares mencionados:

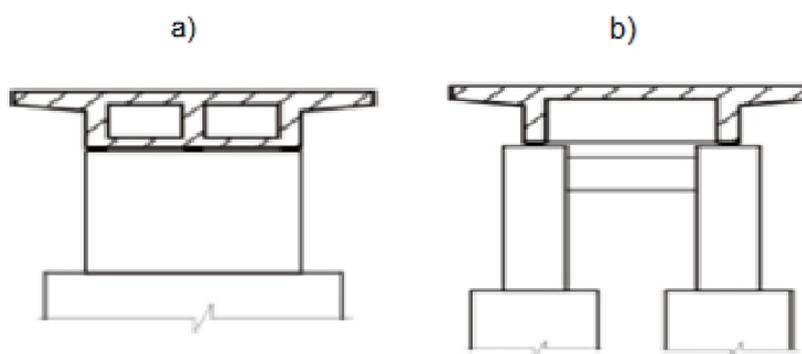


Figura 5: (a) Pilar parede (maciço ou celular) e (b) dois pilares com viga de contraventamento - Fonte: Adaptado de Vitório (2002).

2.1.1.3 Elementos de infraestrutura

Conforme Vitório (2002), a escolha do tipo de função que irá compor a infraestrutura da ponte depende de uma gama de fatores que devem ser analisados desde estudos na fase de projeto. Para tanto, o conhecimento do tipo de solo do local é de grande importância como auxílio nesta tomada de decisão.

Diante disso, as fundações superficiais ou diretas são utilizadas quando o solo possui suficiente capacidade de carga já em pequenas profundidades, podendo ser do tipo blocos, sapatas ou radiers.

- Blocos de fundação: possuem grande altura, dispensando armação na face inferior, construídos em alvenaria de pedra ou concreto ciclópico;
- Sapatas: geralmente são executadas em concreto armado, podendo ser isoladas – quando projetadas para cargas concentradas devido os

pilares isolados – bem como, podem ser do tipo corridas, quando recebem cargas ao longo de sua extensão;

- Rádiers: são elementos de fundação que recebem todos os pilares da estrutura em uma mesma linha de posicionamento.

Quanto as fundações profundas, podem ser estacas de aço, madeira ou concreto, bem como utilizar fundação do tipo tubulão. Essas são adotadas quando há necessidade de buscar a capacidade de suporte em maiores profundidades.

Por exemplo, os tubulões são fundações moldadas *in situ* e executadas por escavações a céu aberto ou com uma utilização de ar comprimido no interior de camisas metálicas ou de concreto armado.

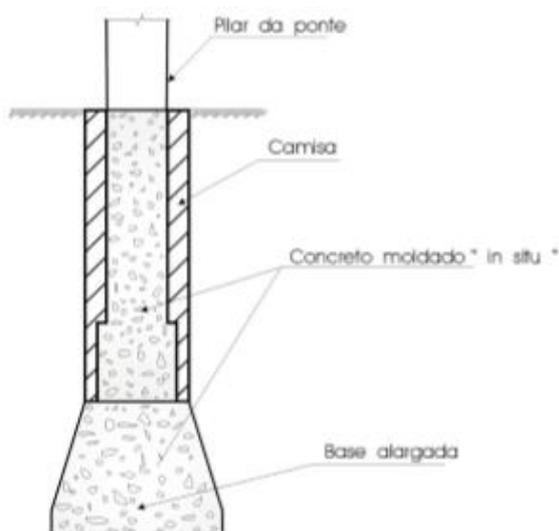


Figura 6: Corte esquemático de uma fundação profunda tipo tubulão – Fonte: Vitório (2002).

Os tubulões possuem elementos de grande diâmetro e elevadas capacidade de carga. Este tipo de fundação é empregada em obras de grande porte, como pontes, por exemplo, classificando-se em:

- Tubulões a céu aberto: são constituídos mediante escavações até o nível do terreno onde vai ficar assentada sua base. Após a escavação, é feito o preenchimento por concreto armado. Possuem fácil execução, não dependem de equipamentos e nem processo especiais, com escavação

manual ou mecânica, mas exigem cuidados quanto a segurança dos operadores em grandes profundidades devido ao risco de desabamento de solo e forte pressão interna. Caso a escavação seja manual, só podem ser empregadas em solos coesivos, acima do lençol freático subterrâneo e dotados de baixa permeabilidade.

- Tubulões de ar comprimido: são constituídos mediante escavação, em que são utilizadas camisas com o auxílio de um equipamento de ar comprimido, de forma que se mantenha a pressão no interior. Possuem custo elevados e limitações a pontes e grande estruturas.
- Tubulões mistos: são constituídos de concretagem associadas a estacas metálicas cravadas com camisas metálicas. É um processo indicado para execuções no fundo de mares e rios e, possui um custo relativamente baixo.

2.1.2 Durabilidade e vida útil em estruturas de concreto armado

A NBR ABNT 6118 (2014) define durabilidade como sendo a capacidade da estrutura em resistir às influências previstas e definidas de forma consensual entre o autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto.

De acordo com a norma brasileira supracitada, as estruturas de concreto armado devem ser projetadas e construídas de modo que, sob condições ambientais previstas e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem a segurança, sua estabilidade e sua aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil (RIBEIRO *et al.*, 2014)

Segundo Meseguer, Cabré e Portero (2011) para satisfazer as suas finalidades como material de construção nas especificações de projeto, o concreto armado não deve somente apresentar característica de um material resistente mas, também, ser durável. Diante desta perspectiva, existem diversos elementos que afetam a durabilidade do concreto armado, dentre os quais podem-se destacar a presença de água e de mecanismos de transporte, por meio da estrutura de poros e fissuras, em que gases, água e agentes agressivos iniciam e aceleram o processo de difusão para

o interior do concreto. Por exemplo, oxigênio, dióxido de carbono, íons cloreto, água e outros agentes agressivos (VENTURA, ORTEGA & PERDRIX, 1987).

Ser durável ou possuir durabilidade, segundo Söderqvist e Vesikari *apud* Altmann e Mechtcherine (2013), “é a capacidade de uma estrutura manter o desempenho mínimo sob a influência de carregamentos” e a vida útil de projeto garantida por este desempenho durante um período de tempo dessa vida útil.

Segundo pesquisadores, elencar muitas regulamentações normativas como a ACI, ENV-206 e vários artigos de especialistas na área, deixam bem claro que para a durabilidade das estruturas de concreto armado, os seguintes aspectos devem ser apurados: a agressividade do meio ambiente, a resistência do concreto, os modelos matemáticos de envelhecimento e a vida útil.

Em evidência, a agressividade ambiental está ligada às condições de exposição da estrutura ou de suas partes, levando em consideração o micro e macro clima atuante sobre a obra em suas partes críticas. Outrossim, a distinção de classes de agressividade é importante, bem como a diferença entre meio agressivo com água, cujos principais parâmetros de agressividade são pH, CO₂, íons de amônia magnésio, sulfato ou contato com o solo, que pode possuir teor ácido e íons sulfatos (MESEGUER, CABRÉ & PORTERO, 2011).

Com relação à vida útil, ela pode ser entendida como o período de tempo durante o qual uma estrutura será capaz de desempenhar sua funcionalidade para o qual foi projetada. Para Meseguer, Cabré e Portero (2011), toda estrutura se degrada inevitavelmente com o tempo, até que alcance o final de sua vida útil de serviço. Tal fato não evidencia que neste ponto a estrutura precise ser demolida, mas sim, haja implantação de processos de reabilitação.

Um exemplo desse fato é a previsão de vida útil de acordo com a corrosão das armaduras como pode ser aferido em modelos e procedimentos de modelagem (TUUTTI, 1982; HELENE, 1997; ANN *et al.*, 2010; PAPAKONSTANTINOUS & SHINOZUKA, 2013; KÖLIÖ *et al.*, 2014). A Figura 7 ilustra o modelo de vida útil de acordo com a corrosão das armadura do concreto.

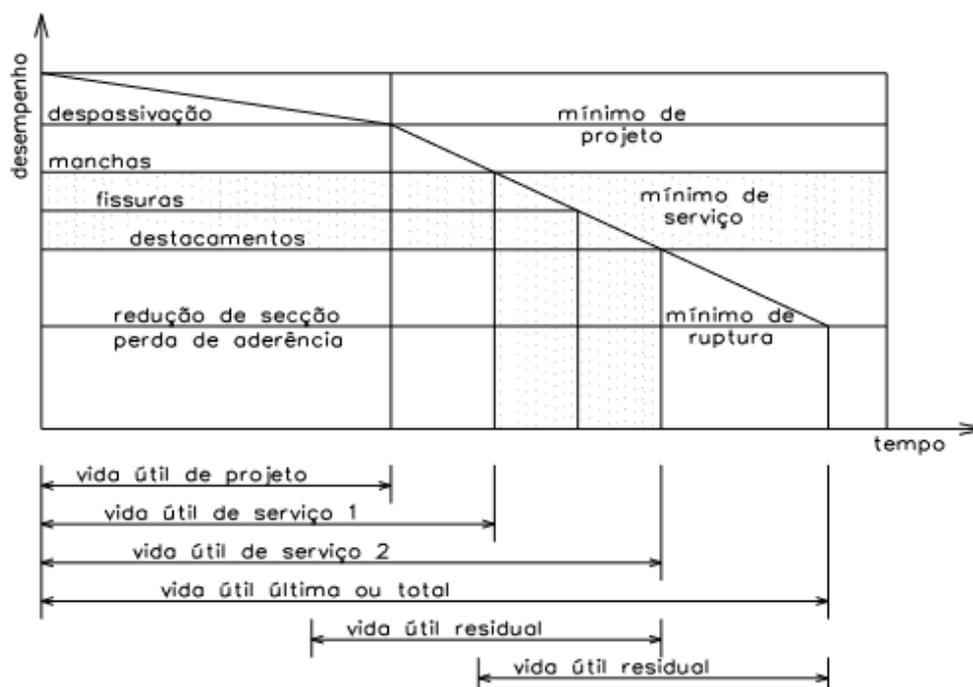


Figura 7: Conceito de vida útil condicionado pela corrosão das armaduras do concreto - Fonte: Helene (2001).

2.1.3 Causas e mecanismos de deterioração do concreto armado com ênfase em manifestações patológicas em pontes e viadutos rodoviários

Para o manual do DNIT IPR 744 (2010) a durabilidade de estruturas de concreto pode ser definida pela capacidade de resistir às intempéries, ataques químicos, abrasão e outros processos de deterioração. Neste contexto o concreto durável deve conservar sua forma original, qualidade e boas condições de utilização. Em relação às pontes em concreto armado, a durabilidade envolve todos esses fatores em conjunto com fases de projeto, construção e manutenção. Sendo esta última indispensável, devendo ser preventiva e rotineira, pois a ausência dela é umas das principais causas da redução da vida útil das pontes.

De acordo com o manual proposto pela RILEM (1991) *apud* DNIT IPR 744 (2010), pode-se classificar as causas de deterioração das pontes de concreto armado em:

- ✓ Fatores intrínsecos – ligados intimamente com a qualidade da estrutura;

- ✓ Fatores resultantes do tráfego rodoviário – resultantes da solicitação dinâmica da estrutura provenientes do carregamento do tráfego (trem-tipo);
- ✓ Fatores ambientais – relacionados às condições climáticas e atmosféricas que envolvem a exposição da ponte, as quais podem ser evidenciada na agressividade de agente intempéries;
- ✓ Fatores devido as formas e quantidades de manutenções – fato imprescindível na reflexão de estruturas duráveis, tendo ainda evidencia ainda em pontes. Inspeções periódicas na limpeza, manutenção das peças, medidas de proteção;
- ✓ Fatores devido às atividades humanas.

Dentre esse grupo de fatores, as manifestações patológicas em pontes podem ser condicionadas à agressividade de seu local de exposição, tipo de ponte (DNIT IPR 744, 2010).

De forma geral, com relação às causas de deterioração do concreto, Mehta e Monteiro (2008) definem que existem as causas físicas, químicas e biológicas.

As causas físicas estão relacionadas ao desgaste de superfície e quadro de fissuras, os quais podem ser desencadeados por variações de temperaturas, umidade presença de ventos. Já as causas biológicas, estão relacionadas com a influência de microrganismos, que podem criar meios corrosivos para massa do concreto e a armaduras, por meio de bactérias oxidantes de enxofre ou de sulfetos, os quais aceleram a oxidação dessas substâncias.

Por último, as causas de origem química, devido à presença de substâncias químicas nos diferentes ambientes, por exemplo, água, solo e atmosfera. Esses possuem ou podem possuir contaminantes como oxigênio (O_2), umidade, dióxido de carbono (CO_2), íons cloreto (Cl^-), ácido sulfúrico (H_2SO_4) entre outros agentes agressivos que deterioram o concreto, provocando manifestações patológicas refletidas em eflorescências, carbonatação, corrosão das armaduras, deslocamento e desagregação (RIBEIRO *et al.*, 2014; MEHTA & MONTEIRO, 2008; SOUZA & RIPPER, 1998).

As Figuras 8 e 9 ilustram um fluxograma das causas físicas e químicas da deterioração do concreto.

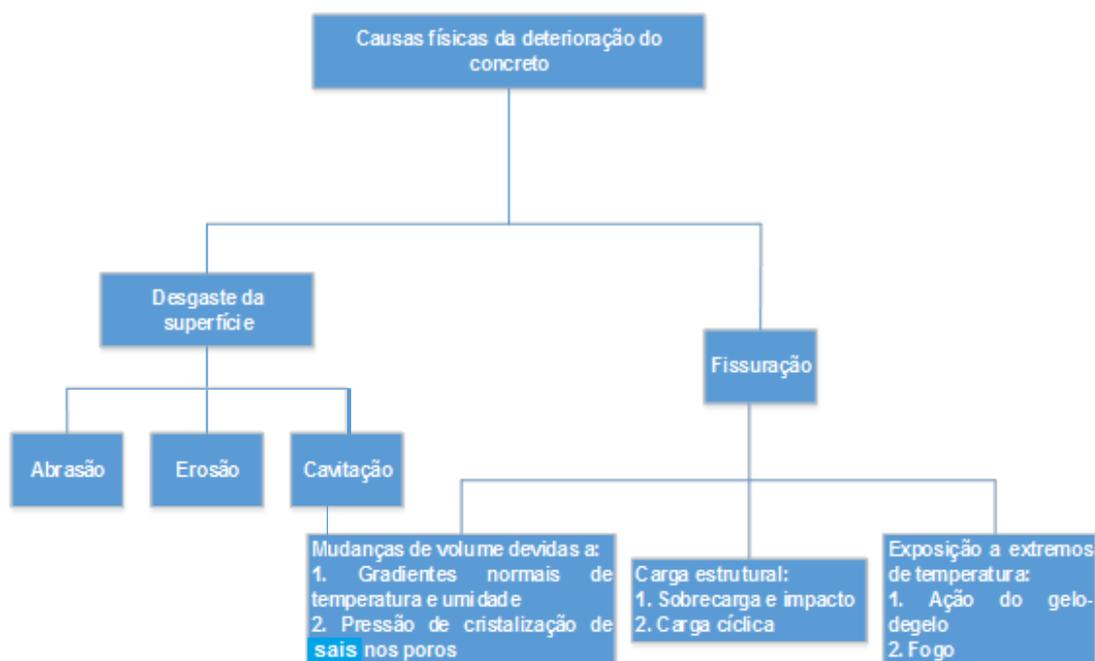


Figura 8: Causas físicas da deterioração do concreto - Fonte: Adaptado de Ribeiro (2010).

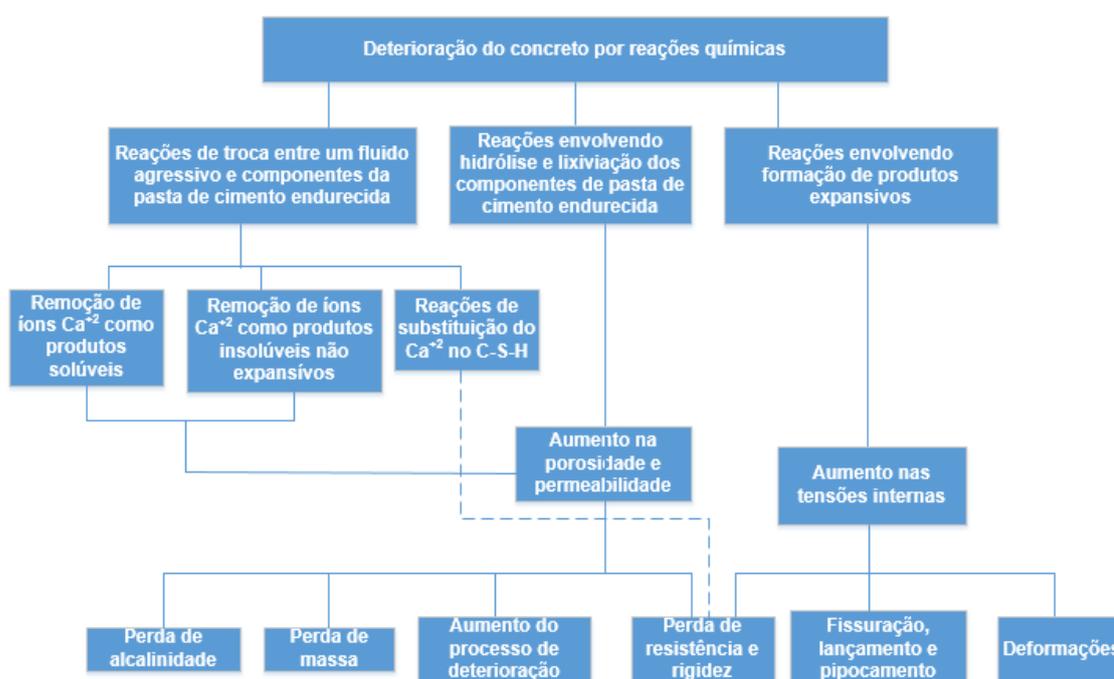


Figura 9: Causas químicas da deterioração do concreto - Fonte: Adaptado de Ribeiro (2010).

O manual do DNIT IPR 744 (2010) menciona algumas manifestações patológicas do concreto armado que são comuns em elementos estruturais de pontes (infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura), a citar:

- Carbonatação: conversão dos íons de cálcio do concreto endurecido em carbonato de cálcio, pela reação com o dióxido de carbono da atmosfera, provocando a redução do pH do concreto.
- Corrosão: degradação do concreto ou do aço, causada por ataque eletroquímico ou químico.
- Desgaste superficial: se dá pela perda progressiva de massa de uma superfície de concreto, que pode ser causada devido a abrasão, erosão ou cavitação. As ocorrências desses desgastes tem sua explicação baseada no fato da pasta de cimento não possuir alta resistência ao atrito. O manual ainda cita que a ACI recomenda que a resistência a compressão do concreto superficial, não seja inferior a 28 MPa.
- Desagregação: fenômeno que inicia na superfície dos elementos de concreto com uma mudança de coloração e indica a existência de ataque químico; na desagregação do concreto, o cimento vai perdendo seu aglomerante, ficando, conseqüentemente, os agregados livres da união da pasta que lhe proporciona.
- Eflorescência: depósito de sais brancos sobre a superfície do concreto, quando uma solução contendo sais visto à superfície do concreto, evaporando com água e precipitando-se os sais.
- Manchas: são descolorações provenientes de uma substância penetrante.
- Ninhos ou falhas de concretagem: são vazios no concreto, devido uma concretagem defeituosa, quando a argamassa não preenche os espaços entre o agregado grão.
- Trincas e fissuras: são pequenas aberturas que podem ter diversos tipos e diferentes causas, dependendo da estrutura. A abertura e o comprimento são influenciados pelo tempo e carregamento. Como causas, podem-se citar: retração plástica, retração por secagem, assentamento ou esmagamento dos apoios, deficiências estruturais, agregados reativos, corrosão das armaduras, etc.

Costa e Appleton (2002) estudaram o estado de deterioração de algumas estruturas de concreto armado situadas em ambiente marinho em Portugal. Dentre as

estrutura analisadas, há uma ponte em arco de concreto armado com 35 anos e extensão de 493,2 m, dotada de uma seção transversal em duplo caixão. Embora a ponte esteja situada em local de agressividade severa (atmosfera marinha) o concreto não está diretamente em contato com a água do mar, sendo que a parte central do arco está mais exposta ao vento e, portanto, à brisa salina. No estudo foi verificada a boa qualidade do concreto com resistência característica de 50 MPa e, na composição da mistura uma relação água/cimento de 0,32.

Durante os 35 anos, não houve inspeções relevantes (COSTA E APPLETON, 2002). Com isso o departamento de estradas português requisitou um estudo mais aprofundado e foi encontrada como principal manifestação deslocamentos nas vigas do tabuleiro que levaram a corrosão da armadura, em evidência nos cantos inferiores. Isso foi ocasionado, segundo a inspeção, devido à fraca qualidade de execução.

Em algumas regiões foram encontrados cobrimentos de 2 cm e as medições de carbonatação não ultrapassaram 5 mm. A penetração de íons cloreto em geral foi pequena, exceto em regiões defeituosas; nas quais a concentração chegou a 0,06% em relação a massa do concreto a 3,5 cm de profundidade, fato que mostra a indução da corrosão das armaduras nesta área por íons cloreto. A Figura 10 ilustra estes fatos:

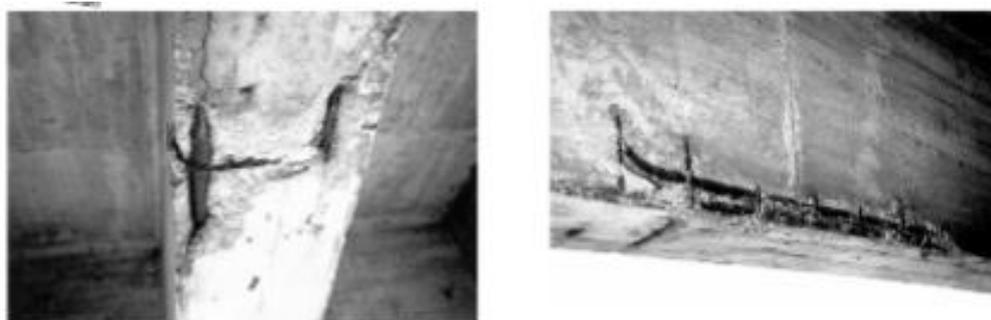


Figura 10: Concreto deslocado do vigamento da ponte em zona de baixo cobrimento - Fonte: Costa e Appleton (2002).

Mendes *et al.* (2010) avaliaram pontes situadas em elevada agressividade ambiental. Foram feitas análises quanto às relações entre a agressividade do meio e o processo corrosivo de pontes de concreto armado e de estrutura metálica, levando em consideração a deterioração com origem ambiental com as características intrínsecas ao material empregado. Das manifestações encontradas em todas as

estruturas, pode-se mencionar a corrosão da estrutura metálica dos tubulões, existência de fissuras mecânicas, pilares sob o efeito de eflorescências e carbonatação, erosão biológica do aparelho de apoio devido à presença de briófitas e manchas de umidade. Essas manifestações ilustradas na Figura 11.



Figura 11: Manifestações patológicas - Fonte: Adaptado de Mendes *et al.* (2010).

Euqeres (2011) fez um estudo piloto com 11 inspeções em estruturas de pontes a fim de validar propostas de reformulação de cálculo de deterioração da estrutura segundo a metodologia GDE/UnB, como forma de embasamento nas decisões referentes à reabilitação da obra inspecionada.

Por meio das inspeções visuais em todas as estruturas, em uma seção de sua pesquisa, há amostragem das incidências das manifestações patológicas pertinentes nessas pontes, dentre as quais pode-se relatar a corrosão da armaduras, fissuras por esmagamento da peça, esmagamento dos aparelhos de apoio, eflorescência com formação de estalactites, falhas de concretagem e manchas de umidade. A Figura 12 ilustra algumas das manifestações patológicas encontradas.



Figura 12: Manifestações patológicas - Fonte: Adaptado de Euqeres (2011).

Farrapo *et al.* (2013) estudaram o estado de conservação diante das manifestações patológicas da Ponte Othon de Alencar (de quase 80 anos) sobre os Rio Acaraú em Sobral/CE. Dentre as manifestações encontradas estão fissurações, corrosão das armaduras, erosão dos pilares e manchas de umidade (Figura 13). A falta de uma devida manutenção preventiva, contribuiu consideravelmente para o estado de degradação atual da estrutura.



Figura 13: Manifestações patológicas - Fonte: Adaptado Farrapo *et al.* (2010).

Bautz *et al.* (2014) avaliaram a qualidade do concreto dos pilares de quatro viadutos na cidade de Curitiba/PR, para fins de reabilitação. Para tanto, foram feitas inspeções no local e análises das estruturas por meio de ensaios não-destrutivos e, dentre as manifestações patológicas encontradas, pôde-se verificar desagregações leves do concreto na base dos pilares e armaduras expostas com corrosão ativa. Em complemento à inspeção visual realizada, nos ensaios não-destrutivos de esclerometria e ultrassom, foram verificados, respectivamente valores resistência estimada de 50 MPa para malhas com nove pontos e velocidade ultrassônicas 3900 de m/s.

2.2 Corrosão

2.2.1 Corrosão em estruturas de concreto armado

Segundo Vaysburd e Emmons (2000) uma das principais causas das falhas e da deterioração prematura das estruturas de concreto armado é a corrosão do aço, principalmente com ambiente de agressividade severa. Segundo eles, as armaduras dos concretos, por natureza, são bem protegidas contra a corrosão por conta da alcalinidade da matriz cimentícia que as rodeia. Com efeito, o concreto possui elevada resistividade elétrica que, conseqüentemente, limita a taxa de corrosão por meio da redução do fluxo de corrente elétrica em gradiente nas regiões anódica e catódica (AHMAD, 2003).

Porém, quando a estrutura de concreto armado se encontra carbonatada na profundidade do aço, ou seja, não há cobertura que protege as armaduras de agentes agressivos, pois ela já atingiu este nível (despassivada), a elevada alcalinidade da solução de poros do concreto é neutralizada e os produtos de hidratação (Ca(OH)_2 , Na(OH) , KOH) são dissolvidos em seguida, para diminuir a capacidade de tamponamento das hidratações contra a queda de pH. Neste momento a camada de passivação na superfície do aço, a qual o protegeria do ambiente corrosivo, é comprometida. Com isso, as armaduras estarão diretamente expostas ao oxigênio e água e, o que eleva de forma importante o risco de corrosão (ANN *et al.*, 2010).

Segundo Ahmad (2003), sob a alta alcalinidade na solução dos poros do concreto normalmente fornece proteção suficiente ao aço contra a corrosão em condições de pH superiores a 13,5 e, quando bem consolidado e propriamente curado com baixa relação água/cimento, tem-se uma menor taxa de permeabilidade. Isto minimiza a penetração de agentes que induzem a corrosão das armaduras, como, por exemplo: cloretos, dióxido de carbono, umidade. Para haver essa minimização, a qualidade do concreto, a permeabilidade, a intensidade de fissuras, a espessura de revestimento, a umidade, pH, e a temperatura que tem forte influência sobre o início e sustento da corrosão (DANGLA & DRIDI, 2009; ANDRADE, ALONSO & SARRIA, 2002).

A corrosão do concreto armado se desenvolve ao passo que se inicia o ataque de agentes agressivos, que alteram as condições do concreto no entorno das armaduras. Como consequência deste ataque, o aço confinado no concreto é despassivado e, em seguida, forma-se a célula de corrosão, responsável pela propagação da corrosão nas armaduras do concreto (FIGUEIREDO & MEIRA, 2013).

Uma vez despassivadas, as armaduras podem sofrer diferentes formas de corrosão. A corrosão das armaduras pode ser iniciada a partir de um processo de carbonatação do concreto, ação de íons cloreto, qualidade do concreto, camada de revestimento insuficiente. Com isto, a ação do ambiente combinada a agentes agressivos e à incidência dos fatores supracitados, causam a ruptura da condição passiva do concreto tendo como consequência a corrosão de suas armaduras.

Para Castro, Véleza e Balacán (1997) o estudo da corrosão é de grande importância no tocante às suas formas de desenvolvimento em diferentes tipos de concreto armado, pois este fato permite que projetistas possam levar em conta diversos aspectos à luz de sua durabilidade, antes de atribuir o uso de um determinado concreto em uma aplicação.

A Figura 14 ilustra o esquema da corrosão eletrolítica que ocorre em um mesmo metal, caso similar ao processo corrosivo das armaduras no concreto.

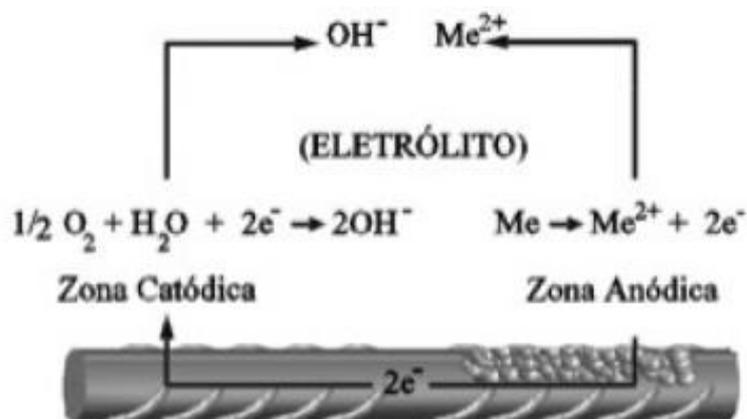


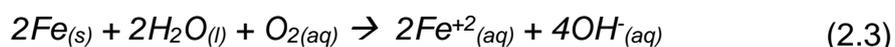
Figura 14: Representação de uma pilha de corrosão em um mesmo metal – Fonte: Figueiredo e Meira (2013).

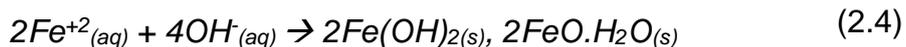
As equações ilustradas na Figura 14 representam respectivamente, as reações parciais catódicas e anódicas e o conjunto delas regem o processo completo da corrosão eletroquímica: consumo de elétrons produzidos na região anódica (redução) e dissolução dos metais (oxidação).

A corrosão eletroquímica é um processo característico decorrente nas armaduras do concreto, pois se desenvolve a formação de uma célula de corrosão, originando as zonas de oxidação do metal (zona anódica) e de redução do oxigênio (zona catódica) (VIEIRA, 2003). Como mostram as reações das equações (2.1) e (2.2), respectivamente:



Por conseguinte, a partir das reações anódicas e catódicas representadas pelas equações (2.1) e (2.2), pode-se verificar mais reações de corrosão por conta da formação da ferrugem, formando compostos expansíveis, produtos da corrosão (RIBEIRO, 2010; AHMAD, 2003):





O estado da corrosão das armaduras possui dependência em relação ao tempo. Este processo possui três diferentes etapas: despassivação, propagação da corrosão e estado final (PAPAKONSTANTINO & SHINOZUKA, 2013). A película passivadora de óxidos transparentes e aderida ao aço, construída a partir de rápidas e extensas reações eletroquímicas de acordo com Pourbaix (1987) *apud* Figueiredo e Meira (2013) é um filme passivo de óxidos de ferro formado a partir do meio alcalino do concreto na interface aço-concreto (REALE & O'CONNOR, 2012).

Esta formação é destruída por meio da perda desses óxidos, fato que caracteriza a despassivação das armaduras. Para que ocorra a etapa de despassivação, existe um tempo à data de início da corrosão denominado de tempo de iniciação, em que o concreto possui resistência ôhmica necessária para conferir taxas de corrosão desprezíveis, uma vez que impede o acesso de umidade, oxigênio e agentes agressivos à superfície do aço, dificultando sua oxidação (FIGUEIREDO & MEIRA, 2013).

A segunda fase é a propagação da corrosão, é iniciada a partir da despassivação das armaduras, e se verificam os primeiros produtos provenientes das reações de corrosão. Em continuidade, quando se alcança o estado crítico dessas reações, ou seja, o estado final, há a caracterização da fase em que a corrosão produz fragmentações ou fissuras sobre toda a cobertura do concreto (AHMAD, 2003). A representação gráfica dessas etapas estão ilustradas segundo o modelo de TUUTTI (TUUTTI, 1982) apresentado na Figura 15, e podem ser expressas pela equação que relaciona a variação do comportamento e desenvolvimento da corrosão ao longo do tempo (EL MAADDAWY & SOUDKI, 2007), como mostra a equação (2.6):

$$T_{CR} = T_P + T_{COR} \quad (2.6)$$

Onde:

T_{CR} : Tempo crítico;

T_P : Tempo inicial;

T_{COR} : Tempo de corrosão.

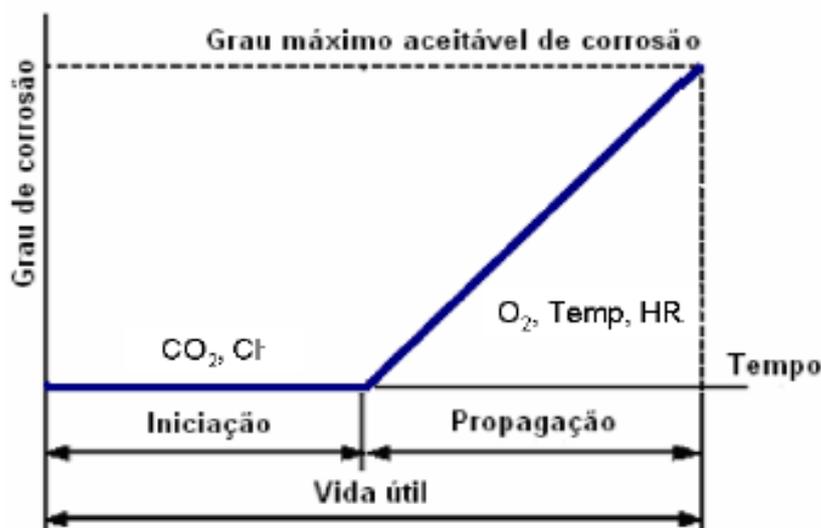


Figura 15: Fases da corrosão das armaduras, modelo de Tuutti (1982) - Fonte: Santos (2006).

Araújo e Panossian (2010) analisaram a durabilidade de dois píeres de concreto armado com diferentes datas de construção. O píer mais antigo possuía anomalias relacionadas à corrosão, enquanto ao mais recente, foram encontradas manifestações patológicas ligadas a erros construtivos e um início de perfis de penetração de íons cloreto no cobrimento do concreto.

Com isso, foram realizados ensaios de potenciais de corrosão, taxa de corrosão e resistividade. Para a realização destas medidas, foram utilizados eletrodos de cobre-sulfato de cobre de acordo com a ASTM C 876/1991 em conjunto com sensores GECOR 8 para obtenção automática dos potenciais de corrosão, taxa de corrosão e resistividade elétrica do concreto.

Dos resultados obtidos em diferentes elementos analisados, foram registradas medidas de -1 a -471 mV de potenciais de corrosão, 0,16 a 81,0 kΩ/cm para resistividade e 0,00 a 1,82 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ para taxa de corrosão. Ressalta-se como

interpretação desses resultados que a maioria dos potenciais medidos se enquadram numa faixa de probabilidade de incerteza de corrosão de 10 a 90%, e acima de 90% potenciais inferiores a -350 mV. Os valores de resistividade indicaram riscos elevados de corrosão para valores inferiores e baixo para medidas acima de 50 kΩ/cm.

Quanto as taxas de corrosão comprovaram-se que, medidas entre 0,1 a 0,2 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, há um baixo risco de corrosão, sendo insignificantes para valores inferiores a 0,1 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ em concreto secos e acima de 0,2 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, em corrosão ativa quando a umidade no concreto aumenta (ARAÚJO & PANOSSIAN, 2010; DANGLA & DRIDI, 2009; ANDRADE & ALONSO 2001; ANDRADE, ALONSO & SARRIA, 2002).

Cabrera, Traversa e Ortega (2010) verificaram o comportamento de vigas com quatro tipos de misturas submetidas ao processo de corrosão acelerada em período de quatro meses. Para isto, inicialmente, foram aplicadas correntes externas de 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, densidade de corrente correspondente a dez vezes à medida máxima detectada em armaduras altamente corroídas.

Ao longo do tempo com o uso de eletrodos de cobre-sulfato de cobre de acordo com a ASTM C 876/1991, obtiveram-se diferentes potenciais de corrosão e velocidades de desenvolvimento de fissuras, mediante cada mistura com os tipos de agregados empregados.

Das quatro misturas ensaiadas e submetidas a este processo de corrosão acelerada, foram obtidos potenciais de corrosão entre -429 a -450 mV, em que se verificam probabilidades de corrosão superiores a 90% em diferentes datas de ensaios. Por exemplo, vigas com misturas de areia triturada chegaram a estes potenciais de corrosão aos 18 dias, data a qual apareceram as primeiras fissuras.

Ribeiro (2010) estudou a corrosão do concreto armado perante a influência de lama vermelha como adição, resíduo oriundo do processo de produção de alumínio, no beneficiamento da bauxita. Neste trabalho, dos diversos resultados adquiridos apresentou-se uma correlação obtida experimentalmente entre a resistividade elétrica e a taxa de corrosão obtida por meio da técnica de potencial de corrosão. Mostrando que existe uma relação inversamente proporcional entre a resistividade elétrica do meio e a taxa de corrosão. Dessa forma, corroborando que para uma maior resistividade existe uma menor taxa de corrosão. Neste resultado, os coeficientes de

correlação foram bastantes satisfatórios, pois se apresentaram como uma correlação forte em valores de 0,9466 e 0,9048. Conforme a Figura 16 ilustra este resultado.

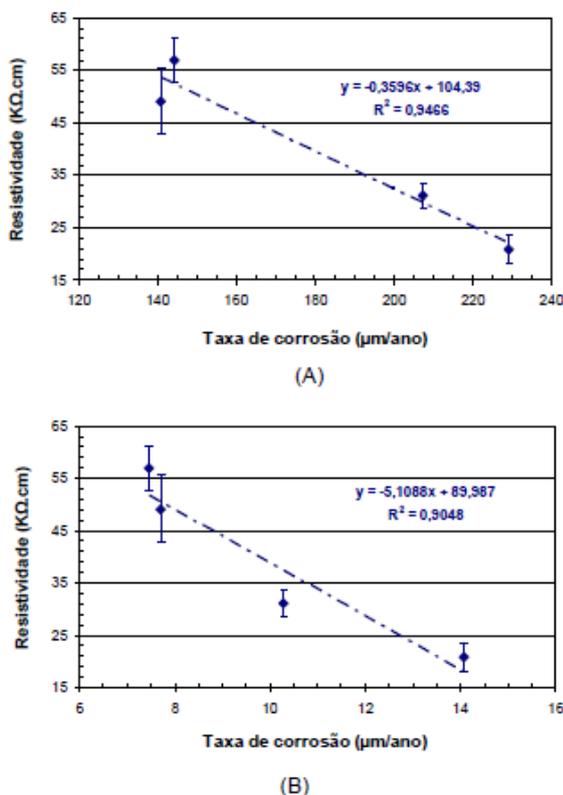


Figura 16: Correlação entre a resistividade elétrica e a taxa de corrosão obtida por meio da técnica de potencial de corrosão pelos métodos de envelhecimento (A) por ciclos e (B) por névoa salina – Fonte: Ribeiro (2010).

Moro *et al.* (2012), estudaram a corrosão de vigas de concreto armado em concretos convencionais e em concretos com substituições de 50% de agregados naturais por agregados reciclados com ou sem tratamentos prévios, com o intuito de verificar o comportamento da corrosão diante das medidas de potenciais eletroquímicos medidos nas peças por meio de ensaios acelerados, bem como o desenvolvimento de fissuras e diminuir a porosidade. O método utilizado nesta pesquisa foi similar aos métodos utilizados pelos pesquisadores Cabrera, Traversa e Ortega (2010), que obtiveram os seguintes resultados: as vigas com agregados reciclados com tratamento prévio de um determinado aditivo o potencial de corrosão foi similar ao concreto convencional, mostrando que o desenvolvimento da corrosão

nessas estruturas é mais lenta que os concretos reciclados sem tratamento prévio e os com tratamento prévio de outro tipo de aditivo, os quais apresentavam maior porosidade.

Das cinco vigas estudadas, foram medidos os potenciais eletroquímicos de corrosão, cujos resultados encontrados estão ilustrados na Figura 17.

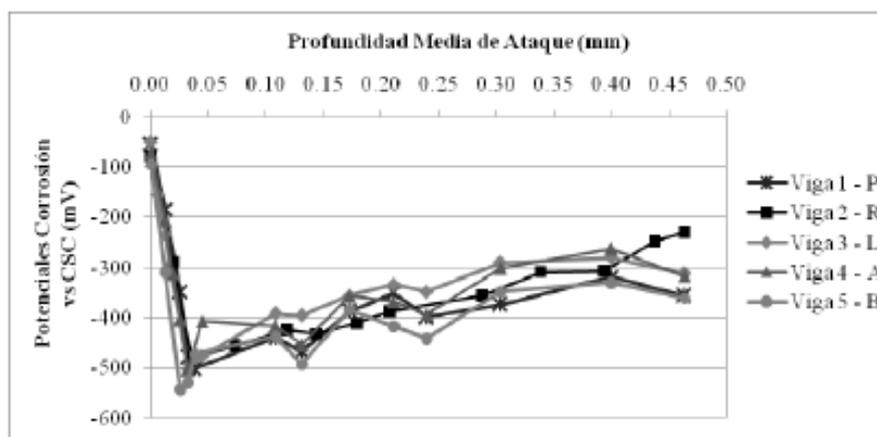


Figura 17: Potenciais de corrosão em função do tempo – Fonte: Moro *et al.* (2012).

Da Figura 17, pode-se mencionar que o comportamento eletroquímico das cinco vigas analisadas por monitoramento de potenciais de corrosão, não mostrou diferença realmente notável entre elas. Entretanto, para o caso das vigas 2 e 5, durante o início do estudo, perante a despassivação das armaduras, elas alcançaram seus picos de potenciais mais rapidamente em relação as demais, dentro dos limites de 0 a -550 mV. Logo após, verificou-se o processo de propagação da corrosão das armaduras perante a instalação e generalização de fissuras (MORO *et al.*, 2012).

Campos (2012) realizou medidas de resistividade elétrica em concretos com diferentes idades pelo método de Wenner. Foram verificados maiores valores de resistividade para concretos com substituição de cimento por adições pozolânicas em relação ao concreto convencional de referência, pois nessas composições há o aumento da compactidade e, conseqüentemente, fato que reduz o risco de corrosão. Conforme ilustra a Figura 18.

Da Figura 18, pode-se observar que todas as composições que receberam substituição parcial do cimento por adições pozolânicas, houve incrementos de

resistividade elétrica. Com isso, o autor conclui que o uso de cinza volante e metacaulim, pode ser uma boa alternativa para o impedimento de corrosão, uma vez que a resistividade está associada a sua instalação.

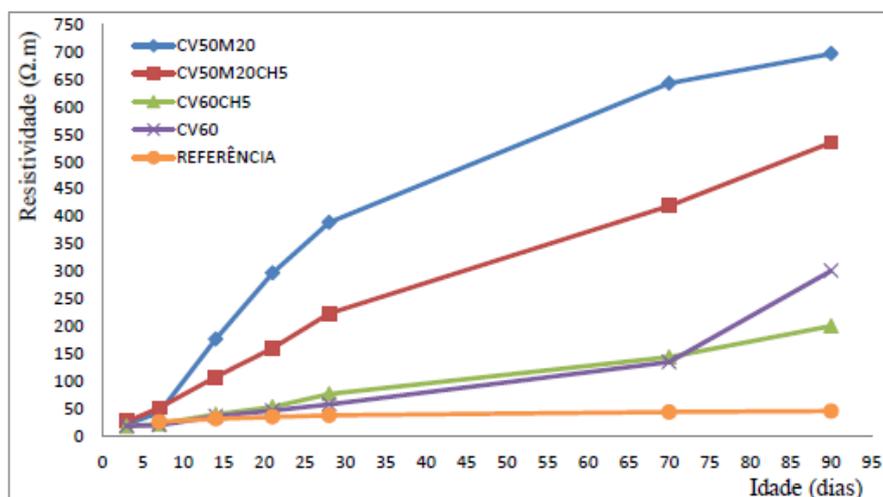


Figura 18: Resistividade elétrica dos corpos de prova aos 90 dias – Fonte: Campos (2012).

2.3 Carbonatação

2.3.1 Carbonatação nas estruturas de concreto armado

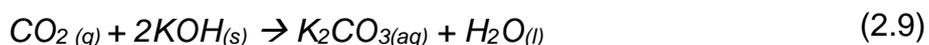
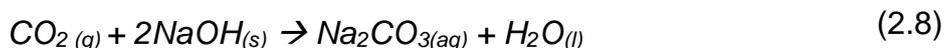
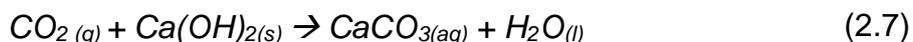
Conforme o RILEM (1988), a carbonatação é um processo de neutralização da fase líquida intersticial saturada de hidróxido de cálcio e outros composto alcalinos hidratados do cimento dissolvidos nessa fase líquida e da fase sólida do concreto. Com a formação do carbonato de cálcio há uma conseqüente redução do pH do concreto até valores inferiores a 9 (COUTINHO, 2005).

Segundo Tuutti (1982) *apud* Neves (2005), o grau de alcalinidade presente no concreto devido a formação dos álcalis ($\text{Ca}(\text{OH})_2$, NaOH e KOH) durante a hidratação do cimento do C_3S e C_2S , é primordial para a formação e manutenção da película passivante das armaduras. O hidróxido de cálcio apresenta-se em maior quantidade e representa 20% do material sólido no cimento hidratado e constitui a reserva alcalina do concreto. Assim, o processo de carbonatação ocorre, primeiramente, por conta das

reações entre o CO₂ do meio ambiente com os hidróxidos NaOH e KOH, que são mais solúveis (HELENE, 1993) e, quando esse reage com o Ca(OH)₂, resulta uma diminuição significativa da alcalinidade, chegando até a despassar a armadura.

De acordo com Figueiredo e Meira (2013), o processo de carbonatação no concreto inicia-se pela difusão gasosa do dióxido de carbono presente na atmosfera na fase aquosa dos poros do concreto. Assim, a carbonatação se processa de forma natural quando ocorre a solubilização do CO₂. No decorrer das reações deste fenômeno, também ocorre a carbonatação do C-S-H, dessa forma, além do carbonato de cálcio, forma-se gel de sílica que possui estrutura porosa e facilita a continuidade do fenômeno.

As equações químicas da carbonatação do concreto devido a difusão dióxido de carbono na presença da umidade de seus poros, estão apresentadas nas equações (2.7), (2.8) e (2.9) (PAPADAKIS *et al.*, 1991):



Este processo ocorre no concreto de fora para dentro. Assim criando uma frente carbonatada (com valores pH próximos a 8) e uma zona que ainda não houve carbonatação, onde os níveis de pH ainda estão elevados (com pH > 12). Para Coutinho (2005), como o dióxido de carbono penetra da superfície para o interior, através do poros do concreto, a carbonatação se desenvolve da forma como mencionado, quão rapidamente maior for a difusão do CO₂ gasoso, desta forma, só é possível se os poros contiverem ar. Assim, este processo varia na razão direta da permeabilidade do concreto evidenciada pela quantidade de poros, porém, se esses se encontrarem saturados, a carbonatação não se verifica. Para tanto, quando esta frente chega na profundidade das armaduras, tem-se a despasseiração do aço e, conseqüentemente, o período de iniciação de corrosão (FIGUEIREDO & MEIRA, 2013; KAZMIERCZAK, 1995).

A frente de carbonatação pode ser visualizada mediante um indicador químico adequado como a fenolftaleína que se torna incolor na zona carbonatada e, vermelho-carmim na região que permanece alcalina, região não carbonatada (ANDRADE, 1992). Ainda de acordo com Andrade (1992) e Souza e Ripper (1998), a velocidade de carbonatação ocorre de forma lenta e se desenvolve de acordo com o tempo. Os fatores condicionantes que influenciam o processo podem ser: concentração de dióxido de carbono, relação água/cimento, umidade, consumo de cimento, adições e cura.

A Figura 19 ilustra a instalação da carbonatação no concreto por meio da difusão do dióxido de carbono em seus poros parcialmente preenchidos por umidade, solubilizando-se e reagindo quimicamente com os álcalis e, conseqüentemente, reduzindo o pH do concreto despassivando as armaduras e dando início ao período de iniciação da corrosão do aço.

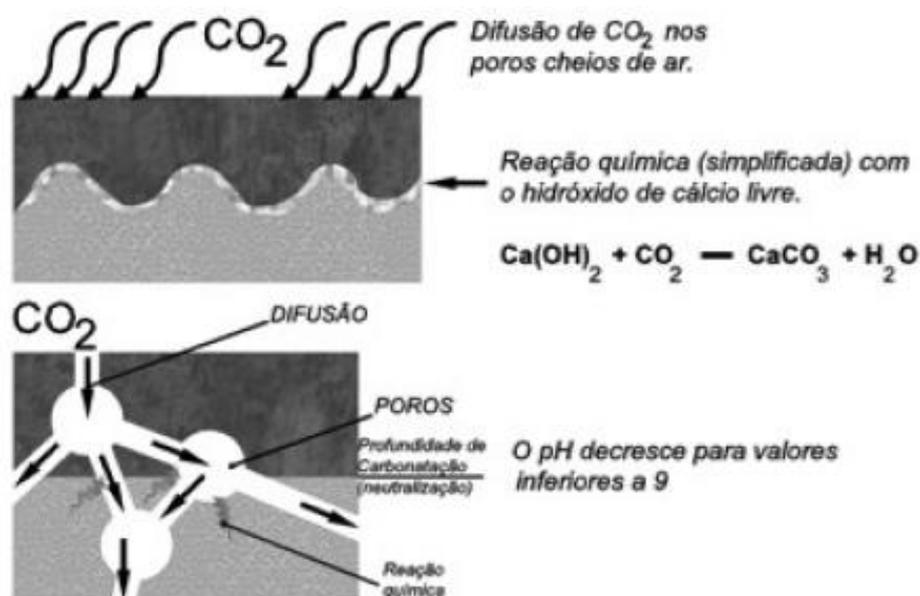


Figura 19: Desenvolvimento da frente de carbonatação no concreto – Fonte: CEB (1984).

A Figura 20 ilustra a frente de carbonatação na profundidade do cobrimento do aço perante a sua despassivação, bem como no concreto afetado com valores baixos de pH e a zona de concreto alcalina, o concreto dito “saudável” sem carbonatação.

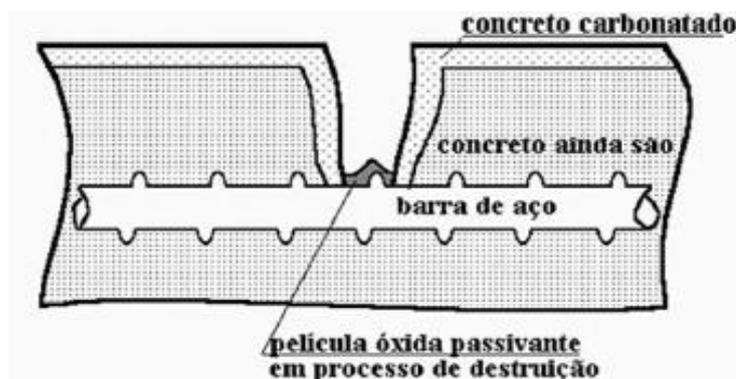


Figura 20: Processo de carbonatação instalado – Fonte: Souza e Ripper (1998).

Segundo Helene (1993), a carbonatação por si só não afeta o concreto de forma considerável. Concretos carbonatados causam pequenos incrementos de retração, porém, deixa os concretos mais resistentes e impermeáveis à entrada de agentes agressivos. Em outras palavras, a carbonatação no concreto não causa danos em vista ao desempenho da estrutura. De forma adversa, há uma melhoria marginal da resistência à compressão como já foi observado (ANN *et al.*, 2010).

Moreira (2007) realizou estudo na estrutura do palácio da justiça em Brasília e em um dos ensaios de durabilidade realizados, como forma de qualificar o estado da estrutura, foi o ensaio de profundidade de carbonatação. Para tanto, foram extraídos testemunhos da obra exemplificados pelas vigas do pergolado, que estavam sendo aproveitadas, devido a intervenção que foi utilizada para recuperação estrutural. Assim, foi possível realizar fraturas localizadas nos elementos avaliados, para que se pudesse determinar a profundidade de carbonatação após a aspersão de fenolftaleína.

Dos resultados obtidos pelo autor, constatou-se a presença de grandes profundidades de recobrimento do concreto, sem reagir com o líquido (em média acima de 40 mm, em relação as faces laterais das vigas), ou seja, apenas as porções mais internas das vigas passaram à cor vermelho-carmim, característico de regiões não carbonatadas. Desta forma, denunciando que a frente de carbonatação atingiu a armadura da peça analisada. Para os pilares da estrutura, a profundidade de carbonatação não foi medida, visto que a ferramenta de extração dos testemunhos inviabilizou o processo.

Barin (2008) estudou a carbonatação em concreto de cimento Portland branco com altos teores de escória de alto forno e ativador químico por meio de ensaios acelerados. Neste trabalho foi verificado que em todas as misturas dos concretos produzidos com cimento Portland branco e cinza, houve o aumento na profundidade de carbonatação, à medida que se aumentou o teor de adição e a relação água/cimento.

Quando comparou-se os diferentes tipos de concretos produzidos, constatou-se maiores profundidades de carbonatação para uma mesma relação água/cimento e teor de adição, com ou sem ativador químico. Essas profundidades foram atingidas pelo concreto branco, devido ao menor teor de cálcio em sua composição. Quanto ao uso do ativador químico e da escória de alto forno, houve contribuição para o aumento dos coeficientes de carbonatação, esses coeficientes são maiores para o cimento Portland branco com relação aos concretos que utilizam o cimento Portland cinza.

Por fim, das misturas estudadas, o fator que proporciona a instalação do mecanismo da carbonatação é o teor de CH, que ao ser rebaixado, reduz o pH do concreto. Isto ocorre devido a ação de adições minerais que participam das reações pozolânicas, consumindo o hidróxido de cálcio, substância responsável pela alcalinidade do concreto (BARIN, 2008).

Seidler e Dal Molin (2003), verificaram resultados dos efeitos da adição de sílica ativa na redução do pH do concreto, devido consumo ao de Ca(OH)_2 . Essa adição mineral foi utilizada em proporções de 10, 20 e 30% para relações água/cimento 0,40, 0,55 e 0,70 até os 126 dias, em cura úmida. A Figura 21 ilustra os resultados de pH ao longo das idades para concretos com adição mineral em sílica ativa comparados com corpo de prova testemunho.

Da Figura 21, pode-se constatar que a sílica ativa provocou redução de pH até a idade de 56 dias, devido a sua maior reatividade inicial no consumo de hidróxido de cálcio. Cresceu até 12,5 aos 91 dias, caindo para 12,4 aos 126 dias. Quanto as últimas oscilações, devem ter ocorrido possivelmente devido a provável geração e consumo de produtos alcalinos do cimento. Este resultado confirma que, neste estudo, mesmo com a redução de pH, o caráter alcalino permaneceu elevado, o que possibilita a proteção das armaduras.

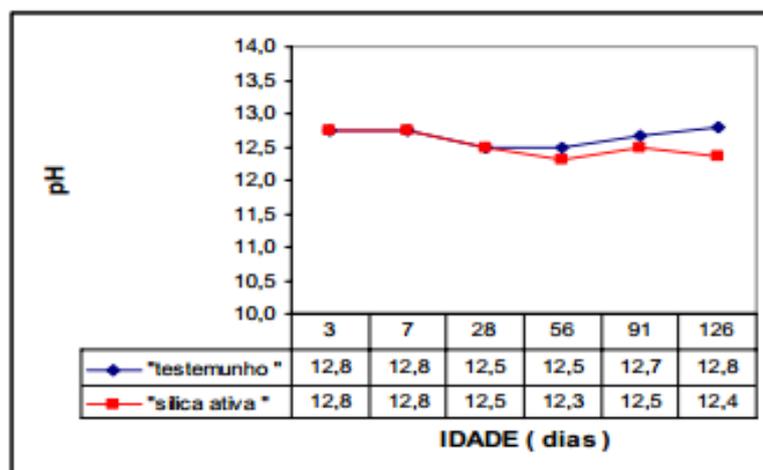


Figura 21: Valores de pH ao longo das idades (concreto com adição mineral de sílica ativa e concreto de testemunho) – Fonte: Seidler e Dal Molin (2003).

Ann *et al.* (2010) avaliaram o risco de carbonatação de uma ponte de concreto armado em uma área urbana com altas concentrações de dióxido de carbono (CO_2) e foi computada a vida útil da estrutura sem carbonatação na profundidade do aço, em um período de exposição de 18 anos após sua construção. A carbonatação foi avaliada perante a medição da frequência e profundidade da camada no concreto em três diferentes partes: partes sem nenhum dano, em juntas construtivas e em fissuras. Para isto foram realizados ensaios em teste acelerado, em serviço e profundidade de carbonatação, dados levantado *in loco*, na ponte. Foi constatado que a taxa de carbonatação média foi ordenada de forma crescente nas partes sem danos, junta construtivas, fissuradas: 11,6, 17,4 e 24,7 mm. Desta forma, mostrando que a profundidade de carbonatação depende fortemente da qualidade do concreto e do seu cobrimento.

Younsi *et al.* (2011) avaliaram a durabilidade do concreto com a incorporação de alto volume de cinzas volantes na exposição ao processo de carbonatação. Para isto, o método utilizado foi baseado no desempenho e desenvolver uma aplicação numa mistura do concreto com a substituição parcial com mais 50% do cimento por cinzas volantes e uma mistura de referência como parâmetro de comparação de desempenho equivalente. Para comprovar a durabilidade perante o desempenho do concreto, as misturas do concreto projetado e de referência foram submetidas a indicadores de porosidade e testes de carbonatação acelerada e natural seguida da

medição da profundidade de carbonatação com o uso de spray com solução alcoólica de fenolftaleína. Também foram estudados a influência do modo da cura e a duração do tratamento térmico, e foi obtido que, para qualquer que seja o modo de cura, ambos os concretos projetados tiveram resistência à carbonatação acelerada.

Diante dos testes de carbonatação natural e acelerada na mistura, pôde-se constatar que, devido a uma dependência da cinética das reações de secagem e difusão de CO₂, os testes acelerados podem não ser suficientemente representativos em relação ao real processo de carbonatação. As misturas avaliadas foram menos porosas e mais resistentes a carbonatação quando submetidas a cura com água do que aquelas curadas ao ar. Porém, a influência do processo de cura se deu de forma mais notável para misturas com baixos teores de cimento. As diferenças na resistência à carbonatação aparentaram serem mais importantes nos testes acelerado do que em testes em processo natural.

Neves, Branco e Brito (2013) investigaram a relação entre a resistência de carbonatação acelerada e a natural (em serviço), utilizando núcleos perfurados a partir de 96 pontos em estruturas reais com diferentes elementos estruturais expostos em duas classes ambientais com idades variando de 4 a 32 anos. Esses núcleos foram retirados das estruturas reais e, suas partes não carbonatadas, foram submetidas a testes de resistência de carbonatação acelerada, permitindo que a avaliação da resistência de carbonatação em serviço e acelerada fosse caracterizada por meio de um coeficiente de carbonatação, dada pela: razão da profundidade carbonatada e a raiz quadrada do tempo de exposição, realizados na mesma amostra. Os resultados em campo permitiram essa investigação.

Deste estudo, foram concluídos que o tempo de exposição em condições naturais não possui influência sobre a relação citada entre ambos os mecanismos, enquanto as condições ambientais influenciam. Também foi constatado que tem influência sobre esta relação, de acordo com uma adaptação feita dos coeficientes trazidos da literatura para carbonatação acelerada e natural.

A Figura 22 ilustra os histogramas com a frequência relativa dos coeficientes de carbonatação natural (22a) e para os testes em laboratório (ensaios acelerados – 22b), para as classes ambientais estudadas. Tendo valores médios de desvio padrão superiores em coeficientes de carbonatação em testes laboratoriais da ordem de 30 e

12,1 mm/ano^{0,5} em relação aos coeficientes de carbonatação natural 2,63 e 1,01 mm/ano^{0,5} na classe (XC3 – concreto ao ar livre protegido de chuvas) e 2,45 e 0,69 mm/ano^{0,5} na classe (XC4 – concreto ao ar livre não protegido de chuvas).

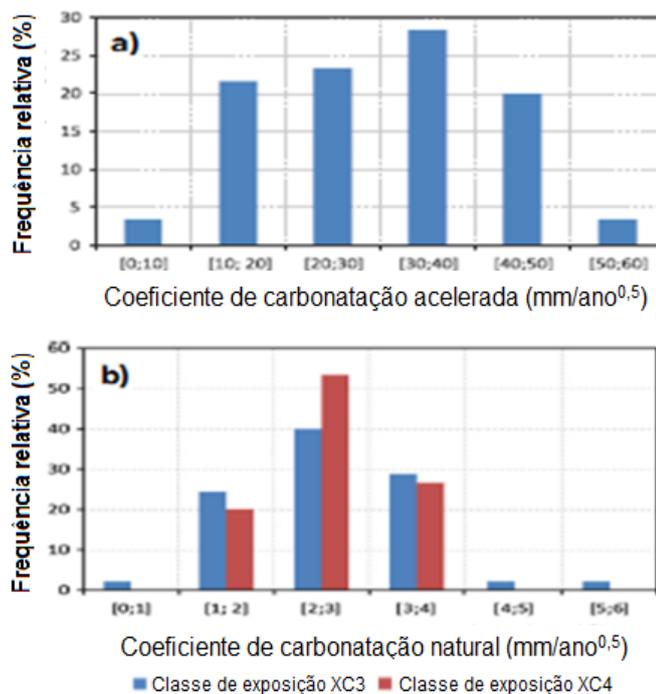


Figura 22: Coeficientes de carbonatação natural e acelerado – Fonte: Adaptado de Neves, Branco e Brito (2013).

2.4 Íons cloreto

2.4.1 Penetração de íons cloreto em estruturas de concreto armado

Para Reale e O'Connor (2012), a corrosão induzida por ataque de íons cloreto é um dos mecanismos de deterioração mais prolíficos das estruturas de concreto armado em todo o mundo. A ação provocada pela penetração de íons cloreto é a mais perigosa para que haja o processo de corrosão. Este fenômeno pode ser oriundo do próprio ambiente ou da incorporação no concreto por meio do uso de aditivos aceleradores ou agregados contaminados pela água do mar que, em certas proporções, podem desencadear a despassivação das armaduras (LANER, 2001).

Neto *et al.* (2005), afirmaram que a penetração de íons cloreto no interior do concreto pode despassivar o aço, e assim, instalar o processo corrosão, quando o teor de cloreto atinge níveis críticos, teor limite total de cloretos sobre concreto armado. Conforme estabelece a ACI 318, níveis críticos são de 0,15% sobre a massa de cimento em concreto armado e em concreto protendido 0,06%. Segundo o CEB essa porcentagem é de 0,4% em relação a massa de cimento na região da armadura. O aço é despassivado, mesmo que o pH do concreto seja superior a 11. Essa penetração pode ser realizada a partir de processos de difusão, absorção capilar, pressão hidrostática, etc.

Íons cloreto podem destruir o filme passivante, uma vez que esta camada é rompida, e a corrosão é ativada. Isto ocorre por meio da presença de umidade e oxigênio e uma gama expansiva de produtos de corrosão, os quais são formados a partir da oxidação do aço. Estes produtos expansivos dão origem a tensões de tração sobre o concreto que envolve as barras de aço, fato que desencadeia à fissuração e fragmentação da camada de cobertura (REALE & O'CONNOR, 2012).

Para Crauss (2010), os cloretos são encontrados no concreto em formas distintas:

- Combinados quimicamente com C-S-H ou com cloroaluminatos (sal de Friedel);
- Adsorvidos fisicamente às paredes dos poros;
- Livres na solução dos poros do concreto.

Mesmo que a presença de cloretos livres possam ser capazes de despassivar as armaduras e, conseqüentemente, corroê-las como foi mencionado, deve-se ressaltar que uma parte dos cloretos combinados pode se tornar disponível às reações de corrosão em condições favoráveis, como a elevação de temperaturas ou ocorrência de carbonatação. Por isso, recomenda-se a determinação de cloretos totais e não apenas cloretos livres.

Desta forma geral, os íons cloreto presentes no concreto podem estar na forma livre, ligado ou adsorvido em silicato hidratado de cálcio (CAMACHO *et al.*, 2014).

Os íons cloreto penetram nos poros do concreto juntamente com a água e o oxigênio, e ao entrar na profundidade do aço causa desestabilizações pontuais na película passivadora de óxidos. Essa é uma característica que faz com que a corrosão

desencadeada por cloretos seja por pites, diferentemente da ocasionada pelo o processo de carbonatação que se dá de forma generalizada (FIGUEIREDO & MEIRA, 2013), conforme ilustrado na Figura 23, constatando-se que a corrosão por pites ou puntiforme causada pela ação de íons cloreto é localizada pontualmente, e há a presença de pontos de desgaste na superfície do metal, que evoluem e se aprofundam (FRANÇA, 2011).

Para Ribeiro *et al.* (2014) os cloretos agem de forma localizada ou pontual como mencionado, assim rompendo o filme de passividade. Após o rompimento da camada passivadora provocada pelo os íons cloreto, sua atividade não é cessada, pois eles ainda irão atuar no processo sob a forma de catalisadores da corrosão, além de impedirem a formação ou quebrarem a película já existente na superfície do aço.

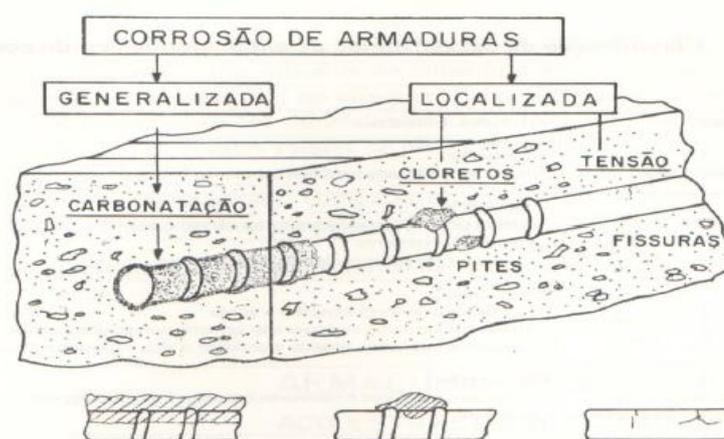
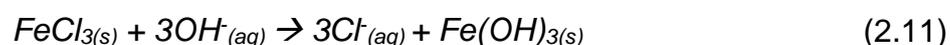


Figura 23: Morfologia da corrosão por carbonatação, tensão e íons cloreto – Fonte: Andrade (1992).

Segundo Mazer, Macioski e Soto (2014) as reações de corrosão devido o ataque de íons cloreto são representadas pelas equações simplificadas (2.10) e (2.11):



os íons hidroxila (OH^-) dissolvidos no poros do concreto garantem a alcalinidade, já os íons cloreto (Cl^-) representam a atividade ácida. Segundo Mehta e Monteiro (2008), em relação molar entre Cl^-/OH^- superior a 0,6, o aço perde a proteção quanto a corrosão.

Medeiros *et al.* (2010) avaliaram a penetração de íons cloreto em um edifício no Rio de Janeiro próximo à praia, em diferentes alturas da mesma estrutura e a influência da orientação desses elementos em relação à costa. O teor de cloretos foi verificados de acordo com a ASTM 1152/1997 na determinação de cloretos totais (livre e combinados), sendo as amostras colhidas de forma cuidadosa dos pilares em profundidades de 15 a 20 mm a partir da superfície. Essa escolha foi justificada por ser a faixa média do cobrimento dos pilares estudados.

Como resultados, foram obtidos que apenas os dois pilares situados no térreo estavam com teores superiores a o limite de despassivação das armaduras com 0,47 e 0,88% em relação a massa de cimento. Os demais, não superaram 0,34% em relação a massa de cimento. Outro resultado importante foi menores teores de cloretos em andares onde não existe o acúmulo de água em sua base, ciclos de molhagem e secagem. E, por fim, a orientação dos pilares em relação à costa não se mostrou preponderante.

Crauss (2010) estudou a penetração de íons cloreto em concretos com diferentes tipos de cimentos submetidos a tratamento superficial utilizando obturados de poros e aplicação de argamassa polimérica com espessura de 4 cm. Na análise da penetração de íons cloreto, foram realizados os ensaios de imersão em solução salina semelhante a água do mar e o ensaio acelerado de penetração de cloretos segundo a ASTM C 1202/2005. Assim, obtendo como resultados para o ensaio de imersão, que o tratamento obturador funcionou como barreira na entrada de cloretos, bem como concretos com cimento CPIV, com ou sem aplicação de tratamento superficial apresentaram menores coeficientes de penetração de íons cloreto.

Quanto ao ensaio acelerado, de forma geral, obtiveram-se diferenças de cargas passantes de acordo com o cimento, tratamento superficial e relação água/cimento, atentando para o melhor desempenho de cimentos Portland pozolânico por conta de menores relações água/cimento adotadas e o refinamento de poros pela cinza volante de sua composição.

França (2011) fez a avaliação de cloretos livres em concretos em diferentes idades e tipos de cimentos com diferentes teores de cloretos adicionados na água de amassamento (0%, 0,4%, 2%) pelo método colorimétrico de aspensão de nitrato de prata. Para isto, foram utilizados corpos de prova cilíndricos de argamassa com 5 cm de diâmetro por 10 cm de altura, seccionados ao meio através de martelo e talhadeira. Após serem seccionados, foi aspergido solução de nitrato de prata e, paralelamente a este ensaio foram realizados ensaio eletroquímicos com o objetivo de avaliar e garantir a eficiência do método de aspensão de nitrato de prata. Feitos os ensaios, foram medidas as profundidades e o teor de íons cloreto de acordo com a formação de “precipitados brancos” totalizados em áreas de abrangência.

Meira *et al.* (2014) analisou os resultados da penetração de íons cloreto em amostras de concreto armado que foram expostas em uma zona de atmosfera marinha no litoral do nordeste brasileiro e, amostras submetidas a um ensaio acelerado em ciclos de umedecimento e secagem numa solução de cloreto de sódio.

Neste estudo, após o tempo de exposição das amostras em ambos ambientes (natural e laboratorial), foram verificados o conteúdo de cloretos livres e totais por meio de uma titulação potenciométrica com solução de nitrato de prata, como quantidade crítica necessária para despassivação do aço e, conseqüentemente, a instalação do processo de corrosão das armaduras.

Os resultados mostraram que o limite total de cloretos variam em um intervalo entre 1,82 e 2,45% do peso do cimento e, 0,88 e 1,58% do peso do cimento em experiências realizada em laboratório e em campo. Segundo os autores, essa diferença é evidenciada por conta da interação distinta do dois ambientes estudados. Neste trabalho, também foi feita uma correlação linear entre as condições experimentais, ferramenta que proporciona a reportagem de dados para uma redução do tempo nos resultados.

Mazer, Macioski e Soto (2014) avaliaram a penetração de íons cloreto em estruturas de concreto armado por meio imersão de corpos de prova em tanques com água a 5% de solução de NaCl e o teor de cloretos foi determinado por meio de titulação potenciométrica em diferentes profundidades, temperatura e períodos de exposição. Deste estudo pôde-se constatar que temperaturas mais elevadas aumentam o coeficiente de difusão dos íons cloreto (acelerando seu ingresso no

concreto) e, que o tempo de exposição apresentou uma maior influência em relação às temperaturas submetidas em todas as profundidades analisadas, sendo que esta última não teve grande influência em pequenas profundidades (1 a 2 mm).

2.5 Metodologias de inspeção

2.5.1 Metodologia GDE/UnB

Segundo Rosa *et al.* (2014), a metodologia GDE/UnB baseia-se na análise de dados coletados durante as inspeções realizadas em campo. O grande diferencial deste método é a minimização da subjetividade da avaliação da estrutura estudada, pois se utilizam poucas etapas, bem como a identificação do dano e a atribuição do fator de intensidade (F_i).

A metodologia GDE/UnB, desenvolvida por Castro (1994), consiste na quantificação do Grau de Deterioração de Estruturas de concreto. Após a sua criação, ela tem sido uma ferramenta bastante utilizada em diversas pesquisas de caráter técnico e científico no âmbito do estudo da durabilidade no Brasil. Esta quantificação é desenvolvida por meio dos diferentes Graus de Deterioração das famílias de elementos afetados por Fatores de Relevância Estrutural (F_r), que varia de 1 a 5, condicionado ao tipo de família a qual será aplicado, considerando a preponderância das famílias que compõem a estrutura avaliada.

A partir de sua publicação em 1994, foram realizados estudos utilizando a metodologia supracitada. Estes oportunizaram modificações nos métodos sem que fossem alteradas as raízes da metodologia. Com isso, foi possível fazer remodelagens para níveis de estudos de manifestações patológicas mais apuráveis em estruturas de concreto.

Essas remodelagens foram implementadas nas pesquisas de Lopes (1998), Boldo (2002), Fonseca (2007), sendo a última adaptação desta metodologia feita pela pesquisa de Euqueres (2011), a qual traz a proposta de aplica-la para estrutura de pontes com a inserção de novos elementos (aparelhos de apoio, guarda-rodas, pista de rolagem, cortinas, etc), bem como na estruturação dos fatores de relevância e alterações em alguns fatores de ponderação e nos prazos das ações a serem

adotadas. Todos esses pesquisadores fizeram contribuições para o caderno de inspeções incluído de fotos e esquemas junto com as recomendações para o fator de intensidade (ROSA *et al.*, 2014).

A avaliação pode ser realizada por meio de um programa de inspeções periódicas munido do uso do roteiro de inspeção proposto por Clímaco e Nepomuceno em 2007. Este procedimento para a aplicação desta metodologia é encontrado no fluxograma apresentado por Castro (1994), também abordado em Boldo (2002) e Fonseca (2007). Para procedimento de cálculo da deterioração da estrutura analisada, a Figura 25 ilustra o fluxograma da metodologia de cálculo do GDE/UnB.

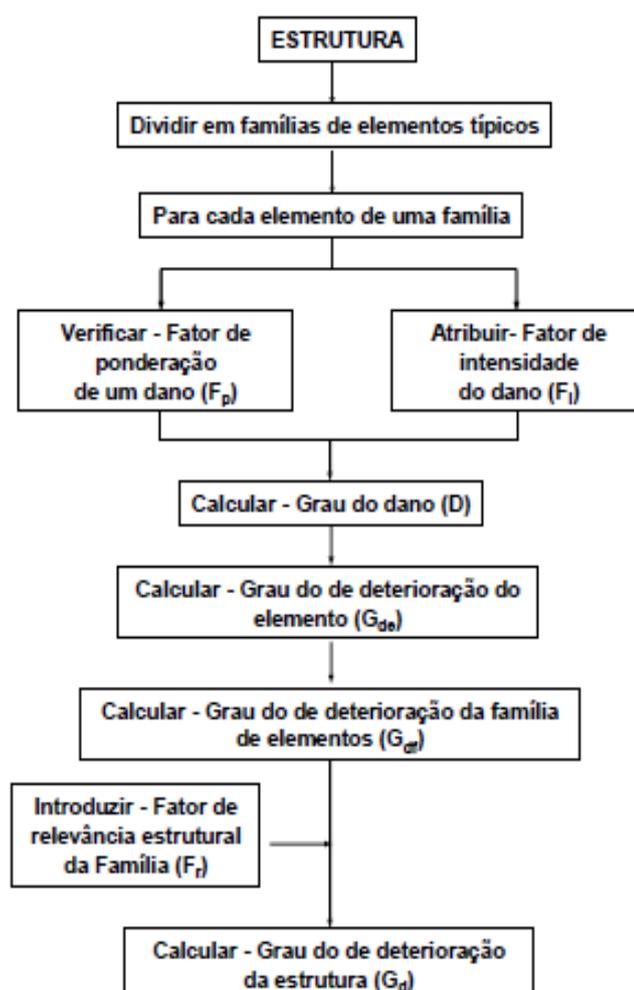


Figura 25: Fluxograma da metodologia para o cálculo do Grau de Deterioração da Estrutura (GDE) – Fonte: Castro (1994).

Os Fatores de ponderação podem ser divididos em três, Fator de Relevância Estrutural, Fator de Ponderação do Dano e Fator de intensidade do dano (Castro, 1994). Cada um deles, designa uma importância para o cálculo do Grau de Deterioração da Estrutura (GDE) de acordo com sua respectiva atribuição, sendo:

- F_r – Fator de Relevância Estrutural: É um fator atribuído a cada família de elemento;
- F_p – Fator de Ponderação do Dano: Quantifica a relevância do dano considerando o provável grau de comprometimento estrutural ou desempenho causado pela manifestação patológica. Esses fatores foram definidos considerando os problemas mais relevantes quanto aos aspectos de durabilidade e segurança estrutural. Assim para cada manifestação patológica, e em função da família de elementos que apresenta o problema, foi estabelecido um grau em uma escala de um a cinco. Uma determinada manifestação patológica pode ter fatores de ponderação diferentes de acordo com as características da família onde o elemento se insere, dependendo das consequências que o dano possa acarretar;
- F_i – Fator de Intensidade do Dano: Classifica a gravidade e evolução de uma manifestação de dano em um determinado elemento, segundo uma escala de 0 a 4.

Roteiro de cálculo do GDE:

As equações abaixo representam o roteiro de cálculo para o Grau de Deterioração da Estrutura (GDE), segundo a reformulação proposta por Fonseca (2007).

Grau do dano: É calculado em função de F_i e F_p equações (2.13) e (2.14). Esta formulação é uma analogia ao modelo de Tuutti (1982).

$$D = 0,8F_pF_i; \text{ para } F_i \leq 2 \quad (2.13)$$

$$D = (12F_i - 28) F_p; \text{ para } F_i > 2 \quad (2.14)$$

Grau de deterioração de um elemento: Este parâmetro indica o nível de degradação de cada elemento individualmente, e é computado de acordo com a equação (2.15).

$$G_{de} = D_{m\acute{a}x} \left[1 + \frac{\sum_{i=1}^m D(i) - D_{m\acute{a}x}}{\sum_{i=1}^m D(i)} \right] \quad (2.15)$$

Onde:

G_{de} : Grau de deterioração de um elemento;

$D(i)$: é o grau de dano de ordem i ;

$D_{m\acute{a}x}$: é o maior grau de dano de um elemento;

m : é o número de danos encontrados em um elemento.

De acordo com o cálculo na avaliação individual de cada elemento, é possível obter a informação das possíveis ações que devem ser adotadas em cada elemento.

Grau de deterioração de uma família: Representa a deterioração de um conjunto de elementos com a mesma característica, e é calculado de acordo com a equação (2.16).

$$G_{df} = G_{dem\acute{a}x} \left[\sqrt{1 + \frac{\sum_{i=1}^m G_{de}(i) - G_{dem\acute{a}x}}{\sum_{i=1}^m G_{de}(i)}} \right] \quad (2.16)$$

Onde:

G_{df} : Grau de deterioração de uma família;

$G_{dem\acute{a}x}$: maior valor de G_{de} de uma família.

Grau de Deterioração Global: É calculado pela média ponderada dos graus de deterioração das diversas famílias de elementos, tendo como peso o fator de relevância estrutural (F_r), de acordo com a equação (2.17).

$$G_d = \frac{\sum_{i=1}^m F_r(i)G_{df}(i)}{\sum_{i=1}^m F_r(i)} \quad (2.17)$$

O resultado do cálculo de deterioração global de estrutura é interpretado de acordo com o valor do G_d . A partir dele, em margens de intervalos de valores do G_e , são classificados os níveis de deterioração denominados de baixo a crítico e, de acordo com esses níveis são estipulados os prazos das ações a serem tomadas, ilustrados na Tabela 1.

Euqueres (2011) propôs um período de no máximo 1 ano para intervenção de estrutura em níveis de deterioração sofríveis e dois meses para níveis altos. Também pode-se verificar mudanças nos G_d s, para faixas de 51-80 (alto), 81-100 (sofrível) e superiores a 101 (crítico). Quanto aos fatores de relevância, há o agrupamento da seguinte maneira:

- Barreiras de defensas e/ou guarda rodas – Fr = 1,0;
- Pista de rolagem – Fr = 2,0;
- Cortinas e juntas de dilatação – Fr = 3,0;
- Lajes, fundações, aparelhos de apoio e vigas secundárias – Fr = 4,0;
- Vigas principais e pilares – Fr = 5,0.

Com isto, em síntese, para a composição do cálculo do G_d da estrutura, pode-se separar seus elementos constituintes e calcular o grau de deterioração para cada um deles (G_{de}) através de todos os danos presentes (D), as manifestações patológicas. Posteriormente, agrupá-los em famílias para o cálculo do G_d .

Tabela 1: Ações a serem adotadas de acordo com o grau de deterioração global da estrutura avaliada.

Nível de deterioração	G_d	Ações a serem adotadas
Baixo	0 – 15	Estado estável. Manutenção preventiva.
Médio	15 – 50	Definir prazo/natureza para nova inspeção. Planejar intervenção em médio prazo (máximo 2 anos).
Alto	50 – 80	Definir prazo/natureza para inspeção especializada detalhada. Planejar intervenção em curto prazo (máximo 1 ano).
Sofrível	80 - 100	Definir prazo/natureza para inspeção especializada detalhada. Planejar intervenção em curto prazo (máximo 6 meses).
Crítico	> 100	Inspeção especial emergencial. Planejar intervenção imediata.

Fonte: Fonseca (2007).

2.5.2 Manual de inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido (Norma DNIT 010/2004)

Segundo Fonseca (2007), a norma DNIT 010/2004, possui em seu Anexo C uma apresentação de instruções direcionadas para avaliação de elementos em pontes com função estrutural, de acordo com o sistema SGO v3 (Sistema de Gerência de Obras-de-Arte Especiais).

O anexo contido nesta norma detém uma tabela a qual se atribuem notas para a avaliação de cada elemento estrutural de pontes, que variam de 1 a 5 (FONSECA, 2007). De acordo com Rosa *et al.* (2014), durante as inspeções realizadas são coletadas informações sobre os danos e insuficiências estruturais instalados nos diferentes elementos componentes da obra estudada. Essas informações devem ser registradas em fichas de inspeção rotineira padronizadas. A Figura 26 ilustra parte da ficha de inspeção utilizada, que se encontra no Anexo B da norma DNIT 010/2004.

Nesta ficha, pode-se verificar que, para cada elemento catalogado da Obra de Arte Especial (OAE), há um campo destinado para a atribuição de nota, denominada de nota técnica a qual avalia as condições do elemento. Como mencionado, a nota técnica possui pontuação máxima igual a 5, de acordo com o grau de deterioração. Desta forma, é indubitável ressaltar que, quanto menor for a nota, mais próximo de 1, mais graves são os problemas de degradações encontrados no elemento estrutural.

Para a norma DNIT 010/2004, notas técnicas aproximadas de 1, refletem as piores condições do elemento estrutural, como, insuficiência estrutural, risco de colapso, condições precárias de estabilidade. Para uma nota igual a 2 afere-se que há indicações de dano associados à capacidade insuficiente da estrutura da ponte, porém, sem apresentar sinais de riscos eminentes de colapso. Neste caso, a recuperação da estrutura deverá ser realizada a curto prazo, assim, sendo classificada como sofrível a condição de estabilidade da ponte, caracterizando uma situação de emergência.

Caso os procedimentos de reabilitação e recuperação forem negligenciados, os danos desta magnitude podem levar a estrutura a um estado crítico de ruína. Em relação aos danos, a norma supracitada regulamenta que devem ser amplamente fotografados e, eventualmente representados em croquis.

A Tabela 2 ilustra as instruções necessárias para atribuição de notas de acordo com estado de degradação da estrutura inspecionada.

Quanto às notas técnicas da norma DNIT 010/2004 atribuídas aos elementos analisados, Rosa *et al.* (2014), destaca: Aos elementos não estruturais podem ser atribuídas apenas notas de dois a cinco. A estrutura como um todo também recebe uma nota técnica, que refletirá sua condição como um conjunto. A nota da ponte corresponderá a do elemento que receber a nota mais baixa.

A ponte pode ser decomposta em uma ampla quantidade de elementos padrões, que desempenham papel de variáveis a serem analisadas, os quais recebem tratamento analítico e possuem a seguinte classificação, estrutural, secundária ou complementar, todas elas anexadas na norma DNIT 010/2004.

Tabela 2: Instruções para atribuições de notas de avaliações.

Nota	Dano no elemento / Insuficiência estrutural	Ação corretiva	Condições de estabilidade	Classificação das condições da ponte
5	Não há danos sem insuficiência estrutural	Nada a fazer	Boa	Obra sem problemas
4	Há alguns danos, mas não há sinais de que estejam gerando insuficiência estrutural	Nada a fazer; apenas serviços de manutenção	Boa	Obra sem problemas importantes
3	Há danos gerando alguma insuficiência estrutural, mas não sinais de comprometimento da estabilidade da obra	Recuperação da obra ^(*)	Boa aparentemente	Obra potencialmente problemática ⁽¹⁾
2	Há danos gerando significativa insuficiência estrutural na ponte, porém não há ainda, aparentemente, um risco tangível de colapso estrutural	Recuperação da obra ^(**)	Sofrível	Obra problemática ⁽²⁾
1	Há danos gerando grave insuficiência estrutural na ponte, o elemento em questão encontra-se em estado crítico havendo um risco tangível de colapso estrutural	Recuperação da obra ^(***)	Precária	Obra crítica ⁽³⁾

(*) A recuperação da obra pode ser postergada, devendo-se, porém, neste caso, colocar-se o problema em observação sistemática.

(**) A recuperação (geralmente com reforço estrutural) da obra deve ser feita no curto prazo.

(***) A recuperação estrutural (geralmente com reforço estrutural) – ou em alguns casos, substituição da obra – deve ser feita sem tardar.

(1) Recomenda-se acompanhar a evolução dos problemas através de inspeções rotineiras, para detectar, em tempo hábil, um eventual agravamento de insuficiência estrutural.

(2) Postergar demais a recuperação da obra pode leva-la a um estado crítico, implicando também sério comportamento da vida útil da estrutura. Inspeções imediatas são recomendáveis para monitorar os problemas.

(3) Em alguns casos, pode configurar uma situação de emergência, podendo a recuperação da obra ser acompanhada de medidas preventivas especiais, tais como: restrição de carga na ponte, interdição total ou parcial ao tráfego, escoramentos provisórios, instrumentação com leituras contínuas de deslocamentos e deformações, etc.

Fonte: Adaptado do DNIT 010 – PRO (2004).

DNIT	SGO – Sistema de Gerenciamento de Pontes		
	FICHA DE INSPEÇÃO ROTINEIRA		
OAE: Cód: _____ Nome: _____			
UNIT: _____	UL: _____	Rodovia: BR- _____	UF: _____
Trecho (PNV): _____		Localização (Km): _____	Cidade Próxima: _____
Inspeção: Data: ____/____/____	Engº: _____		
Equalização: Data: ____/____/____	Engº: _____		
CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE DA OAE			
<input type="checkbox"/> Boa <input type="checkbox"/> Sofrível <input type="checkbox"/> Precária			
Comentários (sobre os problemas estruturais observados)			

Obs: Em caso de assinalar as opções Sofrível ou Precária , é obrigatório o preenchimento do campo " Comentários ", explicando o(s) problema(s) estrutural(ais) observado(s).			
CONDIÇÕES DE CONSERVAÇÃO DA OAE			
<input type="checkbox"/> Boa <input type="checkbox"/> Sofrível <input type="checkbox"/> Precária			

Figura 26: Parte da Ficha de inspeção do Anexo B da norma DNIT 010/2004 –
Fonte: Rosa *et al.* (2014).

Gonçalves (2011) aplicou a metodologia GDE/UnB como forma de calcular o grau de risco de marquises de concreto armado na cidade de Viçosa/MG. Para tanto, foram utilizadas as formulações de Fonseca (2007) com aplicações descritas por Souza (2009), com algumas pequenas adaptações para a pesquisa desenvolvida. Foram analisadas as marquises inspecionadas que possuíam ausência ou

insuficiência da armadura negativa, fato proveniente de um erro na fase de construção, ou do incorreto posicionamento desta armaduras.

Com isto, a partir dos resultado impressos do cálculo do Grau de Deterioração Global de estrutura (Gd), verificou-se a necessidade de intervenções imediatas para evitar maiores riscos e versatilidade da metodologia perante a avaliação dessas estruturas.

Mendonça *et al.* (2014) avaliaram a durabilidade da estrutura de concreto armado de um estádio de futebol localizado na cidade de Mossoró/RN por meio de vistorias *in loco* que, possibilitaram identificar o estado de deterioração resultante das diversas manifestações patológicas presentes.

Além da verificação da situação deletéria da estrutura de estudo, também houve a quantificação dos danos encontrados por meio da aplicação da metodologia GDE/UnB, de acordo com a reformulação proposta por Fonseca (2007). Para tanto, foram avaliados os pilares, vigas, lajes, escadas e juntas de dilatação como famílias para a composição do cálculo do Grau de deterioração da estrutura, obtendo por fim um valor igual a 148,5292; o qual indica um status crítico da obra avaliada, indicando que há necessidade de uma inspeção emergencial objetivando o planejamento para uma intervenção imediata.

Quanto ao cálculo de deterioração das famílias, o maior grau de deterioração computado foi referente às vigas principais externas com valor numérico igual a 219,31; onde tal elemento que possui fator de relevância igual 5. Em síntese, de todos os elementos avaliados, apenas as escadas apresentaram o nível de deterioração sofrível.

Rosa *et al.* (2014) realizaram um estudo comparativo entre as metodologias de inspeção GDE/UnB e DNIT em obras de arte especiais, realizados em treze viadutos de concreto armado localizados na região urbana de Brasília/DF e, diante de suas respectivas aplicações, se demonstraram adequadas. Para tanto, foram realizadas inspeções visuais e foram levantados dados cadastrais básicos referentes às várias manifestações patológicas encontradas e, posteriormente, foram aplicadas as metodologias em evidência em alguns elementos das estruturas de estudo, como, pilares, vigas e lajes.

Foram obtidos níveis de deterioração que, variaram de médio a crítico (em margens de GDE de 29,90 a 134,10) metodologia GDE/UnB e, quanto aos resultados outorgados perante a aplicação da metodologia do DNIT, foram impressas condições de estabilidade de sofrível a boa ou boa aparentemente (notas técnicas entre 2 a 3). Por fim, foi concluído que, a metodologia GDE/UnB demonstrou-se ter maior acurácia em relação à metodologia do DNIT. Concluiu-se ainda a possibilidade de união entre elas e a dificuldade de aplicação dessas, pois o procedimento do DNIT é mais susceptível a subjetividade devido à falta de padrão de avaliação e a ausência de um fator de relevância similar à metodologia GDE/UnB.

Pereira (2014) realizou um estudo das condições gerais de conservação dos reservatórios do sistema de abastecimento na cidade de Natal/RN com inspeções visuais em campo, aplicando a metodologia GDE/UnB reformulada por Fonseca (2007), bem como através da realização de ensaios não destrutivos *in loco* de profundidade de carbonatação e presença de íons cloreto, por meio das aspersão de soluções de fenolftaleína a 1% e nitrato de prata, respectivamente.

Devido a aplicação da metodologia GDE/UnB, foi possível como resultado, elaborar um plano de prioridade de intervenções dos reservatórios de concreto armado em estudo, de acordo com o grau de deterioração calculado. Dessa forma, os reservatórios que necessitam de maior brevidade possível na recuperação estrutural, são aqueles que possuem maior nível de deterioração, ou seja, maior GDE. Estes, se encontram em maior estado deterioração, fato este que compromete a vida útil dos reservatórios e condições de segurança. Tais reservatórios, de acordo com esse estudo, foram os que obtiveram GDE entre 150,87 e 266,46.

Giovannetti e Pinto (2014) avaliaram uma ponte no interior do estado de Goiás (Ponte sobre o Rio Lambari de 15 metros de vão e balanços em cada extremidade de 3,70 metros) de acordo com duas metodologias distintas: DNIT 010/2004 – PRO e outra utilizada na Eslovênia. Com isso foi escolhido um trecho da rodovia a ser estudado, no qual as pontes seriam inicialmente avaliadas, com o intuito de identificar aquela que estivesse mais danificada e que fosse mais viável de se inspecionar sem o auxílio de aparelhos e acessos especiais.

Na aplicação da citada metodologia do DNIT, foram avaliadas longarinas, laje, drenagem de margem do rio. Cada um dos elementos avaliados foram atribuídos uma

nota técnica que ficaram numa margem de 3 a 5, obtendo nota final igual a 3. Por fim, pôde-se concluir que o método simples proposto pelo DNIT se mostrou mais próximo do estado real da ponte em relação ao método esloveno, porém possui maiores qualificação do inspetor (avaliação subjetiva) e da generalização da nota da ponte devido a somente um elemento.

CAPÍTULO 3

3 Materiais e Métodos

Neste Capítulo são apresentados os materiais, procedimentos e equipamentos que foram aplicados à pesquisa, para que se pudesse alcançar os objetivos propostos na realização deste trabalho. Neste sentido, a análise de durabilidade da estrutura de concreto armado, foi gradativamente desencadeada de acordo com as etapas descritas no fluxograma ilustrado na Figura 27:

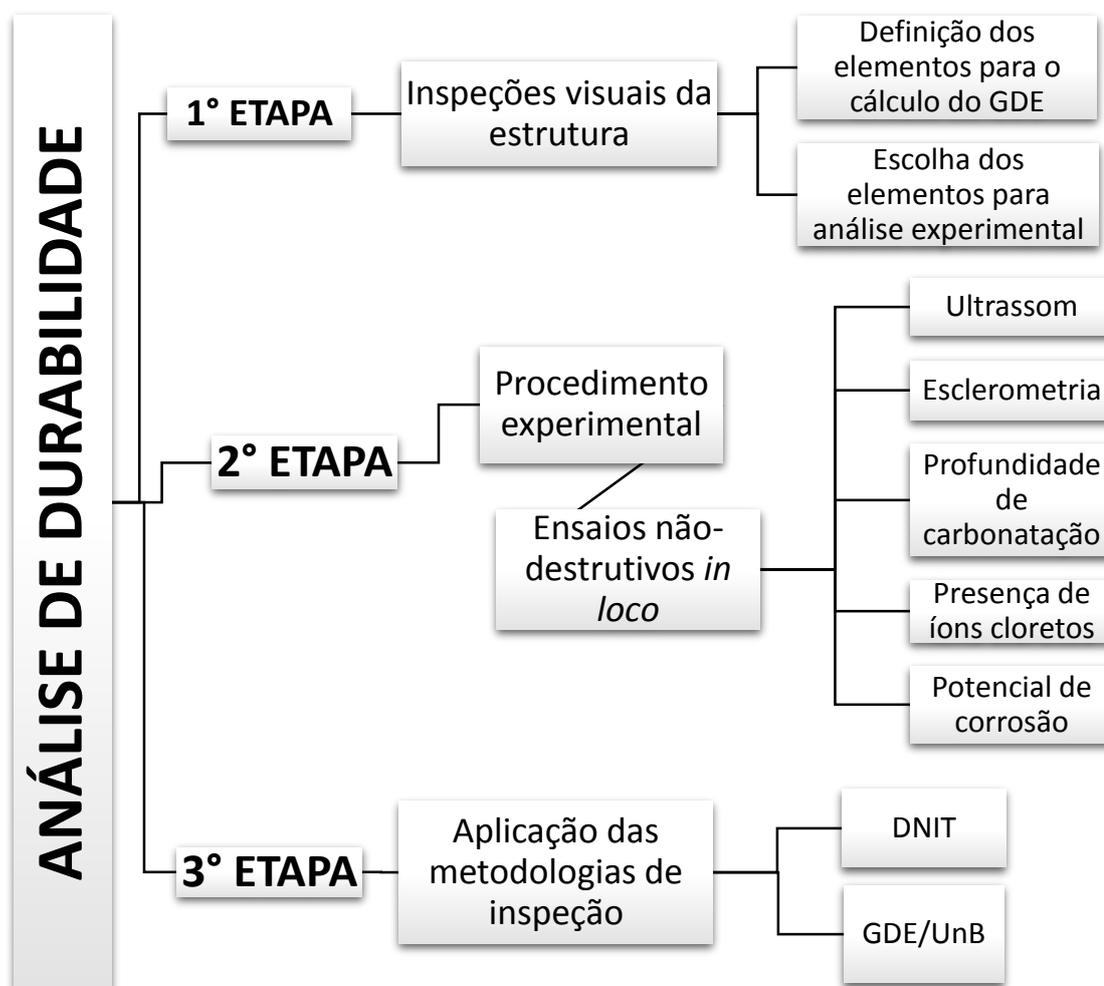


Figura 27: Fluxograma das etapas que compõem a metodologia da análise de durabilidade desta pesquisa – Fonte: Autor (2015).

Em síntese, a metodologia deste trabalho consistiu na realização de ensaios não destrutivos em campo e na utilização de métodos de inspeção, para o estudo da durabilidade de uma estrutura de concreto armado, em evidência, a Ponte sobre o Rio do Carmo, localizada no Km 36 da BR-110, entre os municípios de Areia Branca e Mossoró, Rio Grande do Norte, em região de elevada agressividade ambiental (Figura 28).

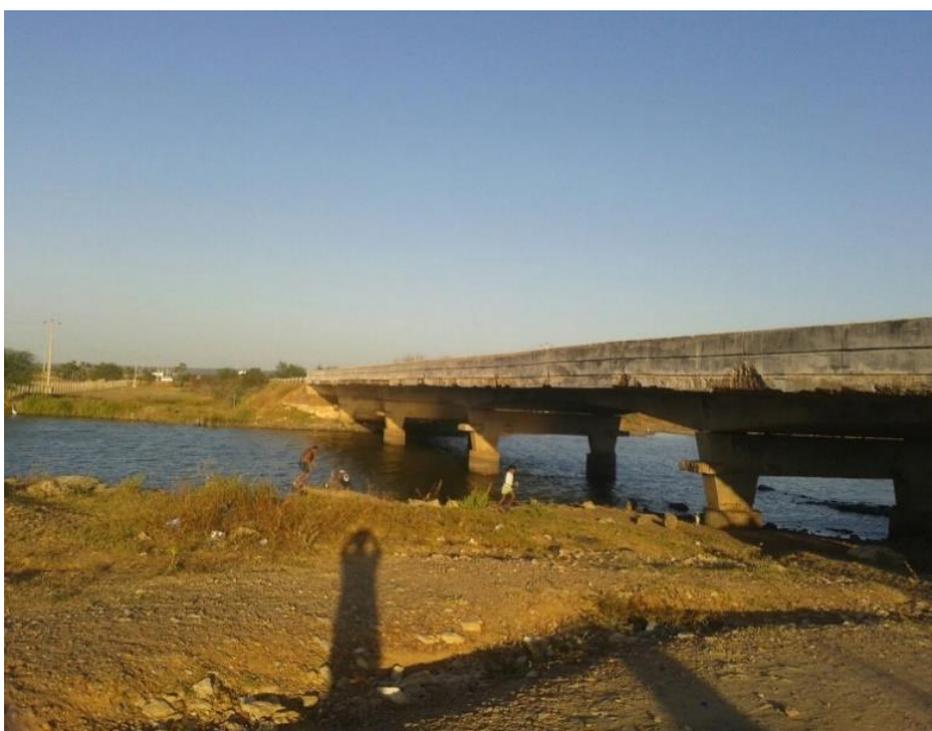


Figura 28: Visão longitudinal da Ponte sobre o Rio do Carmo – Fonte: Autor (2014).

Para tal, foram feitas visitas na localidade do objeto de estudo com o intuito inicial (1ª Etapa) de identificar de forma visual as manifestações patológicas presentes em sua estrutura, bem como a escolha dos elementos da ponte, que incorporaram o cálculo do Grau de Deterioração da Estrutura (GDE) e a definição dos elementos que foram analisados experimentalmente. A partir disto, na 2ª Etapa, foram realizados ensaios de durabilidade *in loco*, como: ultrassom, potencial de corrosão, esclerometria, profundidade de carbonatação e presença de íons cloreto. Todos esses de natureza não destrutiva, na busca da caracterização do aspecto qualitativo-quantitativo da ponte, a fim de obter maior respaldo das condições atuais de sua

estrutura e direcionar o cálculo da GDE e a aplicação da norma DNIT 010/2004, no sentido de minimizar a subjetividade por meio de melhores ponderações.

Uma vez conhecidas as manifestações patológicas presentes, bem como a partir de informações oriundas dos ensaios não destrutivos que ajudaram a direcionar as aplicações das metodologias de inspeção, na (3ª Etapa), foi aplicada a metodologia GDE/UnB com o objetivo de avaliar e quantificar os danos presentes, e desta forma, obteve-se a discretização da estrutura traduzidas em grau de deterioração.

Em sequência, também na (3ª Etapa), foi aplicado o Manual de inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido (Norma DNIT 010/2004), como forma de um estudo comparativo entre ambas as metodologias. Esta norma possui metodologia voltada para atividade técnica especializada através da coleta de dados, verificação do estado da obra traduzida por notas técnicas e recomendações de novas vistorias em processo de classificação diante das condições da ponte estudada.

3.1 Inspeções visuais na estrutura – 1ª ETAPA

Nesta etapa foram realizadas inspeções visuais na ponte com o objetivo de identificar as diversas manifestações patológicas presentes em toda a macroestrutura. Para isto, foi necessário proceder um registro fotográfico, como forma de detalhar o estado atual de cada elemento que compõe a estrutura da ponte.

Tal registro foi usado tanto na escolha dos elementos que incorporaram o cálculo do GDE da estrutura como também na definição dos elementos estruturais que fizeram parte da análise experimental proposta neste trabalho. Com isso, de acordo com as condições atuais as quais a ponte está inserida, de serviço e de estado de deterioração, foram avaliados os seguintes elementos:

- Na composição do cálculo do Grau de Deterioração da Estrutura (GDE): foram incorporados alguns elementos de importância estrutural e que fazem parte da análise técnica da norma DNIT 010/2004, em sua superestrutura, mesoestrutura, infraestrutura e outros elementos. Como ilustra a Tabela 3:

Tabela 3: Elementos que incorporaram o cálculo do Grau de Deterioração da Estrutura (GDE).

Divisão estrutural	Elementos
Superestrutura	Lajes (balanço da laje superior, de transição e vãos internos), cortinas
Mesoestrutura	Aparelhos de apoio, vigas de contraventamento, pilares
Infraestrutura	Blocos de coroamento
Outros elementos	Vigas de fachada, guarda-rodas, juntas de dilatação, pista de rolagem

Fonte: Autor (2015).

- Escolha dos elementos para análise experimental: foram analisados os elementos estruturais como 2 (dois) blocos de coroamento, 2 (dois) pilares, 2 (duas) vigas de contraventamento e 1 (um) vão da laje inferior em área de acesso. Quanto aos demais elementos, não foram avaliados devido à correnteza do Rio do Carmo que transpassa quase 80% ao longo do comprimento da ponte.
 - Para os blocos de fundações, pilares e vigas de contraventamento (Figura 29), nos ensaios de carbonatação e presença de íons cloreto, foram ensaiadas nas faces que estão voltadas e/ou em contato do direto com o Rio do Carmo. Quanto aos ensaios de ultrassom, esclerometria e potencial de corrosão, estes foram realizados nas faces posteriores à essas faces.
 - Na laje inferior, todos os ensaios (ultrassom, esclerometria, carbonatação, penetração de íons cloreto e potencial de corrosão) foram realizados no vão mais externo (Figuras 30 e 31).

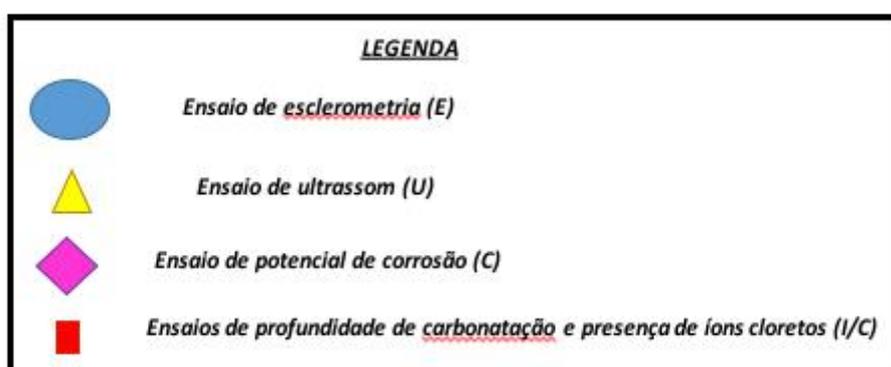
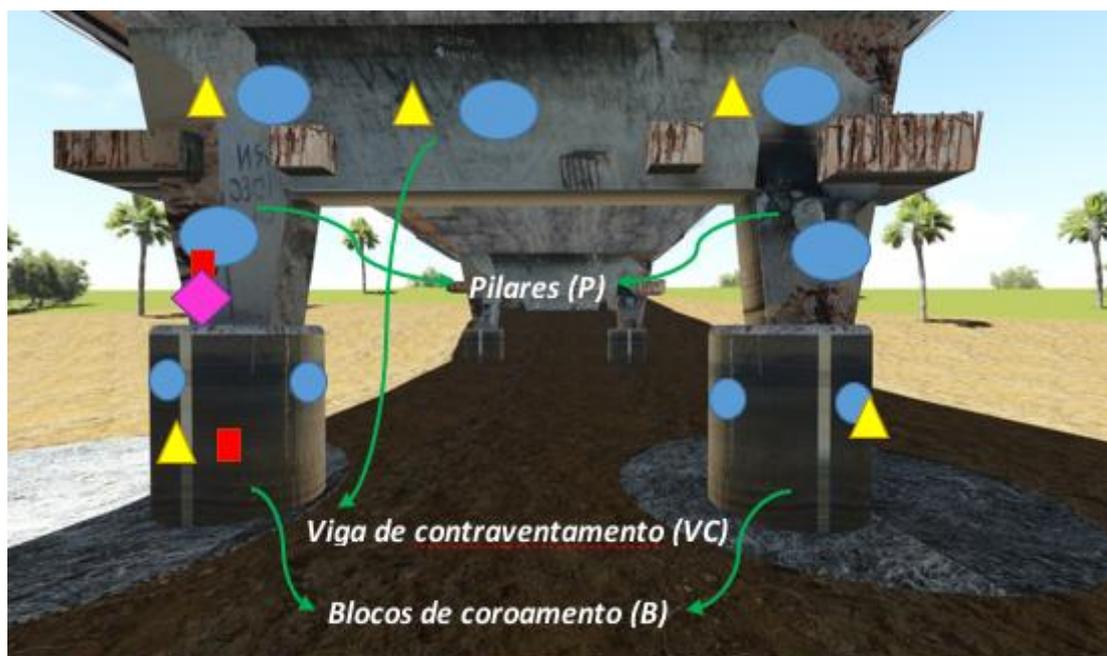


Figura 29: Representação gráfica da mesoestrutura e as marcações dos ensaios não destrutivos que foram realizados – Fonte: Autor (2015).

Tabela 4: Quantitativo de ensaios em cada elemento analisado.

Ensaio	Elementos / Número de pontos dos ensaios			
	Blocos de coroamento	Pilares	Vigas de contraentamento	Laje
Esclerometria	4	2	3	5
Ultrassom	2	0	6	5
Potencial de corrosão	0	1	1	1
Carbonatação e íons cloreto	1	1	1	0

Fonte: Autor (2015).



Figura 30: Representação gráfica da viga de contraventamento e da laje com as marcações dos ensaios não destrutivos – Fonte: Autor (2015).



Figura 31: Representação gráfica da extremidade da ponte em que possui acesso a laje – Fonte: Autor (2015).

3.2 Procedimento experimental (Ensaio não destrutivo *in loco*) – 2ª ETAPA

Devido ao intenso regime pluvial ocorrido entre os meses de janeiro a abril de 2015 na região, houve grande volume de água transpassando quase todo os vãos da ponte. Desta forma, foram escolhidos alguns elementos estruturais em áreas de possível acesso (de terreno seco), citados na seção 3.1. Para isto, a partir destes elementos, foram tomados os seguintes procedimentos:

- ✓ Medição da profundidade de carbonatação através do ensaio colorimétrico utilizando uma solução alcóolica de 1% de fenolftaleína, por meio de sua aspersão na área analisada (LNEC E 391/1993 – Resistência à carbonatação);
- ✓ Verificação da presença de íons cloreto por meio do ensaio colorimétrico de aspersão de uma solução de nitrato de prata com 0,1 M (UNI 7928/1970 – *Determinazione della penetrabilità dello tone cloruro*);
- ✓ Medição dos valores de potencial de corrosão por meio de um eletrodo de pino com solução de Sulfato de Cobre monitorados pelo equipamento da PROCEQ do sistema CANIN+, em que foram delimitadas para malhas de aplicação em pilares, vigas de contraventamentolajes e lajes, que mapearam a probabilidade de corrosão e, até mesmo, a sua instalação. A interpretação do resultado procederam de acordo com a ASTM C 876/1991 – *Half-cell potential of uncoated reinforcing steel in concrete*;
- ✓ Determinação da velocidade do pulso de ultrassom como forma de se obter a homogeneidade do concreto e, de forma indireta, através da velocidade do pulso ultrassônico, obtiveram as estimativas do módulo de elasticidade dinâmico (BARLUENGA & HERNÁNDEZ-OLIVARES, 2010) e da resistência do elemento analisado (CÁNOVAS, 1994). Os procedimentos dos ensaios realizaram-se de acordo com (NBR ABNT 8802/1994 – Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica);
- ✓ Avaliação da dureza superficial da peça através do ensaio de esclerometria (NBR ABNT 7584/1995 – Avaliação da dureza superficial: Ensaio com esclerômetro de reflexão), correlacionando com a resistência à compressão.

3.2.1 Ensaio de profundidade de carbonatação

O ensaio de profundidade ou frente de carbonatação foi realizado por meio da aspersão de uma solução alcóolica de fenolftaleína a 1%. Para isto, foram necessários o uso de um martelo, talhadeira, paquímetro digital graduado em milímetro, luvas impermeáveis de borracha e frasco aspersor.

Esta solução possui intervalos de viragem compreendido entre pH de 8,2 a 9,8, passando de incolor a vermelho. Para tanto, são utiliza-se os seguintes equipamentos: balança analítica, balão volumétrico e béquer.

A solução foi aspergida em um sulco feito nas peças estruturais analisadas com malha de 5x10 centímetros. E, antes de aspergir a solução de fenolftaleína, foi necessário retirar a camada de cobrimento na pequena fração citada na estrutura, com o objetivo de deixar a armadura exposta e, em seguida, procedendo-se a aspersão da fenolftaleína (Figura 32).



Figura 32: (a) Marcações das malhas no bloco de coroamento e no pilar 10x10 centímetros, sendo 5x10 para o ensaio de carbonatação e 5x10 para íons cloreto (b) Malha submetida a aspersão de fenolftaleína e nitrato de prata – Fonte: Autor (2015).

Para a medição da frente de carbonatação, fez-se o uso do paquímetro na região incolor. A medição foi realizada após 15 minutos após aspersão nos elementos (um bloco de coroamento, um pilar e uma viga de contraventamento), conforme mencionado na seção 3.1, e para cada elemento analisados foram medidos 5 pontos de profundidades possíveis. Ao final das medições, foram preenchidos os sulcos abertos na estrutura.

Posteriormente, a partir destas medidas, foi calculada a estimativa dos coeficientes de carbonatação das peças ensaiadas de acordo com o modelo de Tuutti (1982), o qual é uma interpretação da lei de Fick, numa relação entre nível de deterioração das estruturas de concreto armado por corrosão induzida pelo processo de carbonatação (equação 3.1):

$$ECO_2 = KCO_2 T^{0,5} \quad (3.1)$$

Onde:

ECO_2 : Espessura da camada de concreto carbonatada (mm);

KCO_2 : Coeficiente de carbonatação (mm/ano^{0,5});

T : Tempo (ano).

3.2.2 Ensaio de presença de íons cloreto

Este ensaio consiste na aplicação de uma solução de nitrato de prata. Foi desenvolvido em 1970 por Mario Collepardi, e possui discussão de seus resultados baseadas no teor de cloretos, indicados através da formação do precipitado branco de cloreto de prata, fato que demonstra a presença de cloretos livres. O método colorimétrico é regido pela norma italiana UNI 7928/1978 *apud* França (2011), que não é objeto de análise qualitativa.

Para a aplicação do método foram utilizadas as seguintes ferramentas: solução de nitrato de prata, balança de 0,01 gramas de precisão, água, balão volumétrico,

espátula, bastão de vidro, frasco aspersor, luvas impermeáveis de borracha, paquímetro digital graduado em milímetro.

Deve-se ressaltar que, por ser uma solução fotossensível, é necessário que o frasco aspersor seja envelopado de modo que seja protegido da luz do ambiente e não a deixe com coloração escura.

Assim, com o auxílio destes materiais, foi preparada uma solução de 0,1 M de nitrato de prata, de acordo com a norma UNI 7928/1978. Realizados estes procedimentos, fez-se a aspersão da solução de AgNO_3 sobre a superfície do concreto. Após alguns minutos, pode-se verificar o contraste de colorações resultantes da reação fotoquímica que, segundo a norma italiana supracitada, mostra o critério para a avaliação de cloreto livre ou combinados, de acordo com a Tabela 5.

Por meio deste ensaio pode ser verificada a profundidade de íons cloreto no concretos.

Tabela 5: Conclusão sobre a presença de cloretos livres de acordo com a coloração apresentada após a aspersão de nitrato de prata sobre a superfície do concreto.

Coloração da superfície das amostras	Conclusão
Branco	Presença de cloretos livres
Marrom	Ausência de cloretos livres

Fonte: Adaptada UNI 7928/1978 *apud* França (2011).

A solução foi aspergida em sulco feito nas peças estruturais analisadas (um bloco de coroamento, um pilar e uma viga de contraventamento) com malha de 5x10 centímetros. Antes de aspergir a solução de nitrato de prata, foi necessário retirar camada de cobrimento na pequena fração citada na estrutura, com o objetivo de deixar a armadura exposta e, em seguida, procedendo-se a aspersão da solução de nitrato de prata.

A medição foi realizada após 15 minutos após aspersão nos elementos, e para cada elemento analisados foram medidos 5 pontos de profundidades possíveis. Ao final das medições, foram preenchidos os sulcos abertos na estrutura.

3.2.3 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. Para isto, é utilizado um eletrodo de referência conectado em um voltímetro de alta impedância. Nesta pesquisa foi utilizado o do sistema CANIN⁺ (Analisador de corrosão - PROCEQ), cuja impedância é de ordem de 10 MΩ ao reforço do aço e movimentado em uma grade acima da superfície do concreto.

O eletrodo de referência do sistema CANIN⁺ é uma célula de cobre-sulfato de cobre (Cu/SO₄) conectada. Esse possui estrutura de uma vareta de cobre imersa em uma solução saturada de sulfato de cobre, que mantém um potencial constante conhecido.

Neste ensaio foram avaliados 1 (um) pilar, 1 (uma) viga de contraventamento 1 (um) vãos inferiores das lajes. Sendo os dois últimos ensaiados nas faces voltadas para o rio, e todos utilizando-se o eletrodo de pino do sistema CANIN⁺ ao longo do comprimento das respectivas peças incrementadas a cada 20 centímetros, de 10 em 10 centímetros (espaçamento das barras). Sendo assim, para todos os elementos submetidos a este ensaio, houve um enquadramento de uma área representativa (um malha) de 20x40 centímetros para o pilar e a viga de contraventamento e, de 60x40 centímetros para o vão da laje, em que cada objeto analisado do elemento correspondia a uma barra de aço exposta, em ambas malhas as medições foram realizadas por duas vezes.

Maiores medições ao longo no comprimento da barra não foram possíveis, pois as regiões aparentavam baixa aderência aço-concreto “concreto fofo”, com isso o próprio manual do aparelho alerta que, para este tipo de situação a medida não pode ser efetuada porque não há estabilidade do potencial de corrosão. A Figura 33 ilustra a malha 20x40 centímetros da viga de contraventamento com três barras analisadas.

É importante ressaltar que, o objetivo deste ensaio foi de mapear a probabilidade de corrosão ou, até mesmo, verificar sua instalação, uma vez que potenciais são medidas termodinâmicas e não da cinética da corrosão. Os procedimentos utilizados neste ensaio estão descritos no manual do sistema CANIN+. Quanto aos resultados, estes serão interpretados de acordo com a norma americana ASTM C 876/1991 – *Half-cell potential of uncoated reinforcing steel in concrete*, que possui a seguinte conclusão, ilustrada na Tabela 6.

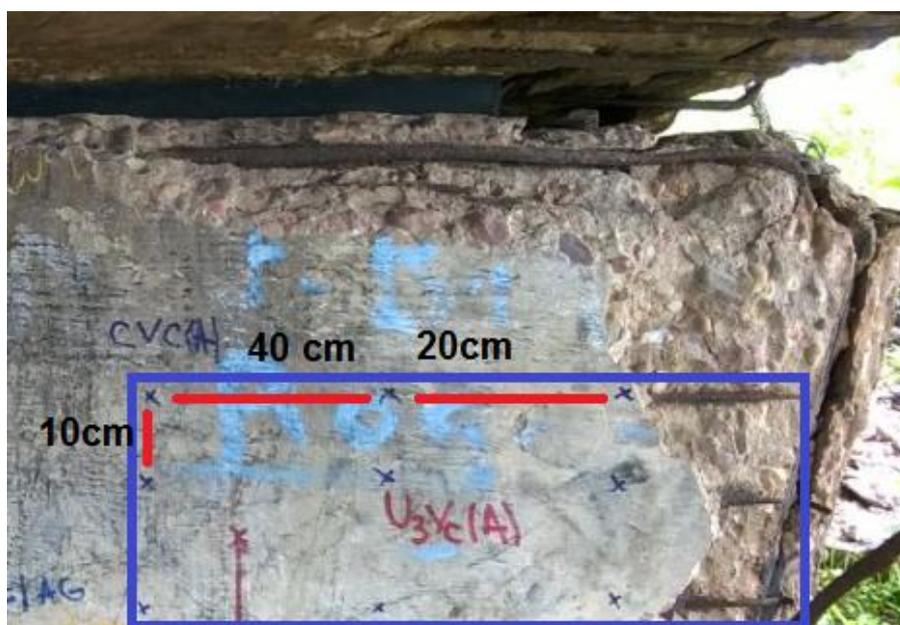


Figura 33: Malha 20x40 centímetros para medição de potenciais de corrosão em três barras de aço em viga de contraventamento – Fonte: Autor (2015).

Tabela 6: Probabilidade de ocorrência de corrosão em função do potencial de referência Cobre-Sulfato.

Eletrodo	Probabilidades de ocorrência de corrosão		
	< 10 %	10% a 90%	> 90%
Cu/CuSO ₄ , Cu ⁺²	> -0,200 V	- 0,200 a -0,350 V	< - 0,350 V

Fonte: Adaptado de Ribeiro (2010).

De acordo com a Tabela 6, é possível analisar a duração do período de iniciação das barras analisadas. Pois, no momento em que o potencial for inferior a -350 mV, existe uma probabilidade de corrosão superior a 90%.

3.2.4 Ensaio de velocidade do pulso ultrassônico

Este ensaio consiste na avaliação da velocidade de propagação de pulsos ultrassônicos através de dois pontos estabelecidos. O aparelho de ultrassom registra o tempo em que o pulso leva de um ponto para o outro. A partir do tempo fornecido pelo aparelho e a distância entre os dois pontos, tem-se a velocidade do pulso.

A escolha da localização da leitura e a precisão está condicionada com a disposição da superfície, pois a posição dos transdutores é o determinante para a medição da velocidade de propagação do pulso. Os processo de medição podem ser divididos em direta, semi-indireta e indireta.

Por se tratar de uma estrutura de concreto, deve-se utilizar aparelhos com frequência compreendida entre 20 e 250 kHz, pois como o concreto é uma estrutura heterogênea, pode haver dissipação de energia durante a propagação dos pulsos devido frequências mais elevadas. Com isso, quanto maior a frequência, menor deverá ser a distância entre os pontos de estudo. Este ensaio permite avaliar a relação do concreto com as propriedades elásticas (SANTOS, 2008).

Para este estudo foram avaliados os elementos citados na seção 3.1 através do instrumento com sistema Pundit Lab+ (Instrumento de pulso ultrassônico - PROCEQ) com medição indireta e transdutores de 54 kHz. Os procedimentos para o desenvolvimento deste ensaio estão descritos no manual do equipamento citado, bem como com as prescrições da norma NBR ABNT 8802/1994 – Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica.

As distâncias de medição foram de 30 centímetros nos elementos analisados, assim, a medição ocorreram entre um transdutor situado em um ponto fixo a um outro que dista 15 centímetros desse e, posteriormente, a outro ponto que dista 30 centímetros do ponto fixo, em duas direções: vertical e horizontal. Ambas medidas duas vezes em cada elemento. Com isso, é medida indiretamente o tempo e a velocidade de propagação do pulso ultrassônico. Para os blocos de coroamento, as

malhas distaram 10 centímetros da face superior do bloco; nos pilares, distaram 10 centímetros das faces laterais, nas vigas de contraventamento, distaram 50 centímetros das faces superiores e inferiores. Nas lajes, as malhas ficaram bastantes distantes das faces.

Vale ressaltar que este ensaio foi realizado antes do ensaio de esclerometria, pois este último, gera pequenas perturbações no elemento que podem interferir na sensibilidade do ensaio de ultrassom e, em cada ponto, foram feitas duas medições. A Figura 34 ilustra uma das marcações para o ensaio de ultrassom em duas direções na peças avaliadas.

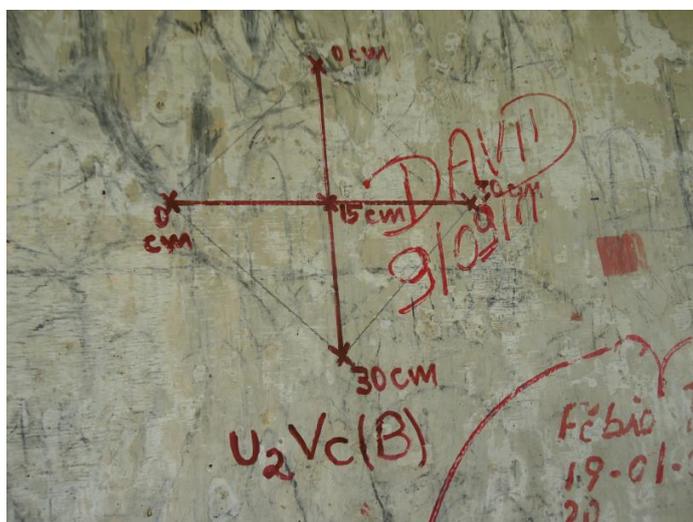


Figura 34: Marcação da malha de ultrassom em duas direções em uma viga de contraventamento – Fonte: Autor (2015).

Como resultado, a partir da velocidade do pulso ultrassônico pôde-se obter o módulo de elasticidade dinâmico, o qual permite o entendimento do comportamento da estrutura, cálculo de flechas máximas admissíveis, bem como consequência do módulo de elasticidade dinâmico, onde é possível calcular a resistência do concreto com módulos de deformação compreendidos entre 20 e 47 GPa (LEVI, 2001); (CÁNOVAS, 1994). As equações (3.2) e (3.3) ilustram as variáveis para o cálculo do módulo de elasticidade dinâmico (BARLUEGA & HERNÁNDEZ-OLIVARES, 2010) e resistência do concreto (CÁNOVAS, 1994) que de acordo com eles é possível estimar o E_d e F_c , respectivamente.

$$E_d = \frac{\rho V^2}{10^6} \quad (3.2)$$

Onde:

E_d : Módulo de elasticidade dinâmico (GPa);

ρ : Densidade (g/cm³);

V : Velocidade do pulso ultrassônico (m/s).

$$f_c = 3,5 \cdot 10^{-9} E_d^2 - 10^{-3} E_d + 200 \quad (3.3)$$

Onde:

E_d, f_c estão expressos em kgf/cm².

Quanto à qualidade e uniformidade do concreto medida pelo o ensaio de ultrassom, esta foi verificada considerando as faixas de velocidade do pulso propagado (QASRAWI, 2000). Isto é ilustrado na Tabela 7:

Tabela 7: Qualidade do concreto em função da velocidade de propagação do pulso ultrassônico.

Velocidade do pulso (m/s)	> 4500	3500 – 4500	3000 – 3500	2000 – 3000	< 2000
Qualidade do concreto	Excelente	Ótimo	Bom	Regular	Ruim

Fonte: Adaptado de Qasrawi (2000).

3.2.5 Ensaio de esclerometria

Neste ensaio o dispositivo conhecido como Rebound Schmidt Hammer mede a repercussão de uma massa de mola impactando a extremidade livre de um êmbolo (barra de aço) golpeado contra a superfície do concreto. O martelo causa um impacto sobre o êmbolo, e a massa controlada pela mola sofre um recuo, reflexão ou rebote após o choque, registrando um valor numérico, chamado índice de reflexão. O índice de reflexão depende da rigidez da mola e da massa selecionada. Este ensaio permite correlacionar o índice de reflexão com resistência à compressão do concreto e com a sua qualidade (BUNGEY, MILLARD & GRANTHAM, 2006).

Neste estudo os elementos avaliados citados na seção 3.1 foram submetidos ao esclerometro Silver Schmidt (SilverSchmidt & Hammerlink - PROCEQ), segundo os procedimentos de seu manual técnico e os procedimento citados na norma NBR ABNT 7584/1995 – Avaliação da dureza superficial: Ensaio com esclerômetro de reflexão. Para a realização deste ensaio, foram traçadas malhas compostas de 12 pontos com área de 20x15 centímetros (300 cm²), para obtenção, via impacto do martelo de Schmidt, os coeficientes de reflexão e, ao final, a estimativa resistência à compressão de cada peça analisada.

Para os blocos de coroamento, as malhas distaram 10 centímetros da face superior do bloco; nos pilares, distaram 10 centímetros das faces laterais, nas vigas de contraventamento, distaram 50 centímetros das faces superiores e inferiores. Nas lajes, as malhas ficaram bastante distantes das faces. Em ambos os elementos foram medidas duas vezes. A Figura 35 ilustra a uma das malhas ensaiadas na avaliação da dureza do concreto.

Vale ressaltar que, antes de realiza o ensaio, a região da malha foi esmerilhada a fim de uniformizar a superfície e retirar a camada superficial de carbonatação. Este fato foi constatado por meio de aspersões antes e depois do esmerilhamento, conforme ilustra a Figura 36:



Figura 35: Malha para ensaio de esclerometria – Fonte: Autor (2015).

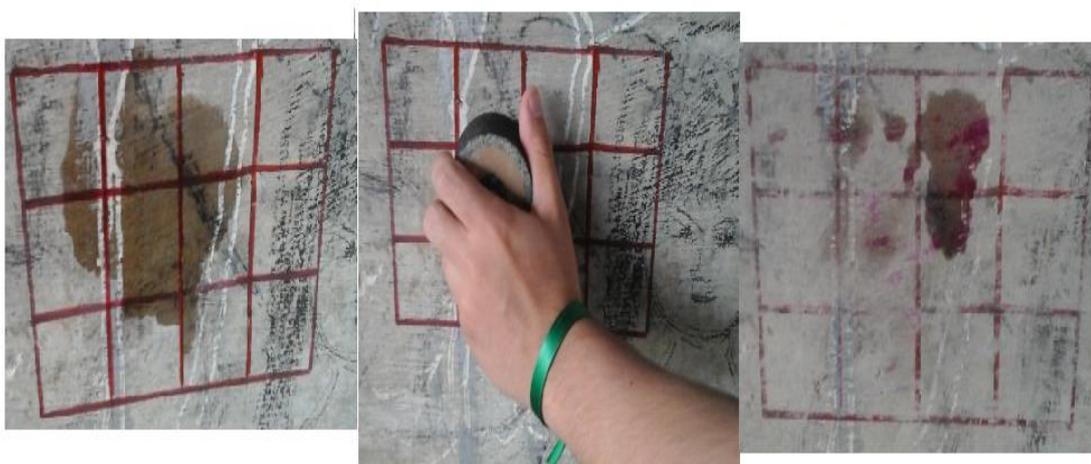


Figura 36: Uniformização da superfície e retirada da camada superficial da carbonatação – Fonte: Autor (2015).

3.3 Aplicação das metodologias de inspeção: Norma DNIT 010/2004 e GDE/UnB adaptada por Fonseca (2007), Euqueres (2011) e pelo autor – 3ª ETAPA

Para a aplicação das metodologias de inspeção GDE/UnB e DNIT, foram avaliados os elementos citados na Tabela 3, por meio visitas com inspeções visuais e registros fotográficos. Todos esses elementos foram classificados em famílias como sugere a metodologia GDE/UnB e em elementos estruturais listados na norma do DNIT. Com isso, foram identificados os danos presentes, bem como atribuídos seus

respectivos fatores de ponderação, a fim de que, ao final, se pudesse computar o Grau de Deterioração Global da Estrutura (GDE) segundo o roteiro de inspeção da metodologia reformulada por Fonseca (2007) e as adaptações para pontes propostas por Euqueres (2011), ambas abordadas na seção 2.5.1.

Para tanto, a corroboração desses resultados, foi obtida a partir do auxílio quanto ao uso do método da norma DNIT 010/2004, no tocante à alimentação de inspeções cadastrais e rotineiras, que tem o propósito de avaliar as condições de cada elemento de acordo com sua relevância segundo a sua respectiva função: estrutural, secundária ou complementar. Com isto, diante das avaliações resultantes das inspeções realizada, foram atribuídas as notas técnicas que configuram suas condições atuais no tocante a deterioração da estrutura.

Para o cálculo da metodologia GDE/UnB, utilizou-se duas variações na composição das famílias e na aplicação do roteiro de cálculo. Na primeira composição, as famílias foram agrupadas de acordo com o mesmo fator de relevância (Famílias FR), em que esses coeficientes foram modificados na adaptação feita por Euqueres (2011) e o cálculo da deterioração feito fielmente de acordo formulação de Fonseca (2007). Quanto a segunda composição, cada elemento foi analisado individualmente, o que corresponde a uma família (Famílias divididas), por exemplo, as lajes (em balanço da laje superior, de transição e os vãos internos) formaram a “família das lajes”.

Com relação ao procedimento de cálculo, assim como na primeira composição, utilizou-se a metodologia proposta por Fonseca (2007), exceto quanto aos fatores de intensidade, os quais foram modificados e até mesmo acrescentados pelo o autor desta pesquisa (Tabela 8), com base em manifestações patológicas de pontes encontradas em diversos trabalhos científicos que ajudaram a proporcionar maior especificidade na reformulação desses fatores. Ademais, para uma melhor adequação para pontes nesta pesquisa, foram alterados os prazos das ações de recuperação, baseados na diferença existente entre construção civil de edifícios e Obras de Arte Especiais (OAE), no sentido de que esses prazos na aplicação da metodologia GDE/UnB, pudessem influenciar na diferença de nível de deterioração, caso fossem postergados por maiores intervalos de tempo.

Na Tabela 9, pode-se constatar as alterações dos prazos nas ações a serem adotadas de acordo com o nível de deterioração global G_d , indicando aumentos de até 50% dos prazos estabelecidos para pontes em Euqueres (2011). Isto pode ser justificado levando em consideração que, pequenos prazos, remetem pontes com necessidades emergenciais em sua reabilitação. Com isso, esses prazos foram dobrados com objetivo de se ter maior tempo para realização de inspeções mais específicas em um intervalo de tempo que possa ter menor possibilidade de aumento de nível de deterioração da estrutura analisada.

Tabela 8: Reformulação dos fatores de intensidade para o cálculo do GDE, segundo a metodologia proposta na pesquisa.

Fatores de intensidades adaptados da reformulação proposta para pontes	
Tipos de danos	Fator de intensidade do dano
Carbonatação	<p>1^(*) - localizada e superficial, com algumas regiões com $pH < 9$, sem atingir a armadura (com pequenas profundidades, junto à superfície da peça) ou por apenas inspeções visuais;</p> <p>2 - localizada, atingindo a armadura, em ambiente seco;</p> <p>3 - localizada, atingindo a armadura, em ambiente úmido;</p> <p>4 - generalizada, atingindo a armadura, em ambiente úmido.</p>
Cobrimento insuficiente	<p>1^(*) - menores que os previstos em norma, permitindo de certa forma a localização de alguma barra da armadura;</p> <p>2 - menor que o previsto em norma, permitindo a localização visual da armadura ou armadura exposta em pequenas extensões;</p> <p>3 - insuficiente, com armaduras expostas em extensões significativas.</p>
Contaminação por cloretos	<p>1^(*) - em elementos localizadas em regiões salinas, sem que haja medições de profundidades em seus elementos estruturais. Apenas por inspeções visuais;</p> <p>2^(*) - em elementos sem umidade, com profundidades superficiais (sem contaminação da barra);</p> <p>3^(*) - em elementos com umidade, com profundidades superficiais (sem contaminação da barra);</p> <p>4^(*) - em ambientes úmidos, com profundidades atingindo a barra.</p>

Fatores de intensidades adaptados da reformulação proposta para pontes	
Tipos de danos	Fator de intensidade do dano
Deslocamento por empuxo	3 - deslocamento lateral da cortina no sentido horizontal, estável; 4 - deslocamento lateral da cortina no sentido horizontal, instável.
Corrosão das armaduras	<u>2^(*) - manifestações leves, pequenas manchas e/ou, de certa forma, permitindo a localização de alguma barra da armadura;</u> <u>3^(*) - grandes manchas e/ou fissuras de corrosão, com exposição de armaduras em pequenas ou médias áreas por deslocamentos;</u> <u>4^(*) - corrosão acentuada na armadura principal, com perda relevante de seção, em regiões iguais ou superiores a 50% da área do elemento.</u>
Desagregação	2 - início de manifestação; 3 - manifestações leves, início de estofamento do concreto; 4 - por perda acentuada de seção e esfrelamento do concreto.
Desplacamento	<u>2^(*) - pequenas escamações do concreto com pequenos lascamentos junto ou não da exposição das armaduras;</u> 3 - lascamento de grandes proporções, com exposição da armadura; <u>4^(*) - lascamento acentuado com perda relevante de seção ou, chegando até apresentar burucos no elementos.</u>
Desvios de geometria	2 - pilares e cortinas com excentricidade $\leq h/100$ (h = altura); 3 - pilares e cortinas com excentricidades $h/100 \leq e < h/50$; 4 - pilares e cortinas com excentricidades $\geq h/50$.
Eflorescência	1 - início de manifestações; 2 - manchas de pequenas dimensões; 3 - manchas acentuadas, em grandes extensões; 4 - grandes formações de crostas de carbonato de cálcio (estalactites).
Falhas de concretagem	1 - superficial e pouco significativa em relação às dimensões da peça; 2 - significativa em relação às dimensões da peça; 3 - profunda em relação às dimensões da peça, com ampla exposição da armadura; 4 - perda relevante da seção da peça.
Fissuras	1 - aberturas menores do que as máximas previstas em norma; 2 - estabilizadas, com abertura até 40% acima dos limites de norma; 3 - aberturas excessivas; estabilizadas; 4 - aberturas excessivas; não estabilizadas.

Fatores de intensidades adaptados da reformulação proposta para pontes	
Tipos de danos	Fator de intensidade do dano
Flechas	1 - não perceptíveis a olho nu; 2 - perceptíveis a olho nu, dentro dos limites previstos na norma; 3 - superiores em até 40% às previstas na norma; 4 – excessivas.
Manchas	2 - manchas escuras de pouca extensão, porém significativas (<50% da área visível do elemento estrutural); 3 - manchas escuras de grande extensão (>50%); 4 - manchas escuras em todo o elemento estrutural (100%).
Obstrução de juntas dilatação	<u>2^(*) - Desgaste superficial e/ou perda de elasticidade do material da junta início de fissuras paralelas às juntas nas lajes adjacentes;</u> 3 - presença de material não compressível na junta, grande incidência de fissuras paralelas às juntas nas lajes adjacentes; 4 - fissuras em lajes adjacentes às juntas, com prolongamento em vigas e/ou pilares de suporte.
Recalques	<u>2^(*) - indícios de recalque pelas características das trincas na superestrutura;</u> <u>3^(*) - recalque estabilizado com fissuras na mesoestrutura e infraestrutura;</u> <u>4^(*) - recalque não estabilizado com fissuras na mesoestrutura e na infraestrutura.</u>
Sinais de esmagamento	<u>3^(*) - desintegração do concreto na extremidade superior do pilar ou do aparelho de apoio, causada por sobrecarga ou movimentação da estrutura; fissuras diagonais isoladas;</u> 4 - fissuras de cisalhamento bi diagonais, com intenso lascamento e/ou esmagamento do concreto devido ao cisalhamento e a compressão, com perda substancial de material;
Umidade	1 - indícios de umidade; 2 - pequenas manchas; 3 - grandes manchas; 4 - generalizada.

(*) Fatores de intensidade modificados;

(*) Fatores de intensidade acrescentados.

Fonte: Modificado de Castro (1994).

A partir das adequações propostas na Tabela 8, fez-se atualizações nesses prazos em relação a metodologia GDE/UnB original e suas reformulações sistematizadas em edifícios discutidas na seção 2.5.1, até as adequações feitas por

Euqueres (2011) para pontes. Com efeito, isso resultou na recomendação dos seguintes prazos para ações a serem adotadas em: 5 anos (nível baixo), 3 anos (nível médio), 2 anos (nível alto) e 18 meses (nível sofrível), ilustrados na Tabela 9.

Essas variações de composições de famílias foram utilizadas na busca de justificar um possível refinamento da metodologia de acordo com as maiores quantidades de famílias que incorporam o cálculo. Para as alterações quanto aos prazos das ações a serem adotadas, levou-se em consideração a importância dos elementos estruturais e a estabilidade global da obra.

Com isto, diante desta busca de se quantificar o dano global da estrutura na utilização da metodologia GDE/UnB, tanto as famílias denominadas de “FR” quanto as “divididas”, foram submetidas a essas duas variações supracitadas; fielmente a combinação do cálculo proposto por Fonseca (2007) e adaptações para pontes por Euqueres (2011), e a variação proposta nesta pesquisa, em que fez-se o uso da combinação do cálculo de Fonseca (2007) com as alterações sugeridas neste trabalho.

Tabela 9: Prazos reformulados para ponte das ações a serem adotadas segundo a avaliação global da estrutura.

Nível de deterioração	G_d	Ações a serem adotadas
Baixo	≤ 15	Estado estável. Manutenção preventiva <u>(cada 5 anos)</u> (*).
Médio	16 – 50	Definir prazo/natureza para nova inspeção. Planejar intervenção em médio prazo <u>(máximo 36 meses)</u> (*).
Alto	51 – 80	Definir prazo/natureza para inspeção especializada detalhada. Planejar intervenção em curto prazo <u>(máximo 24 meses)</u> (*).

Nível de deterioração	G_d	Ações a serem adotadas
Sofrível	81 – 100	Definir prazo/natureza para inspeção especializada detalhada. Planejar intervenção em curto prazo (máximo 1 ano) (*).
Crítico	≥ 101	Inspeção especial emergencial. Planejar intervenção imediata.

Prazos alterados (*).

Fonte: Modificado de Euqueres (2011).

A Tabela 10 ilustra as composições das famílias que foram analisadas no cálculo do GDE, para avaliar o estado de degradação da Ponte sobre o Rio do Carmo e compará-lo com a metodologia da norma DNIT 010/2004. As “Famílias FR” formaram cinco agrupamentos e, para as “Famílias divididas”, formaram 10 agrupamentos de famílias.

Tabela 10: Composição das famílias para o cálculo do GDE.

CÁLCULO DO GRAU DE DETERIORAÇÃO DAS ESTRUTURAS - GDE				
Famílias FR / Fatores de Relevância				
Fator (FR): 1	Fator (FR): 2	Fator (FR): 3	Fator (FR): 4	Fator (FR): 5
1. Guarda-rodas.	1. Pista de rolagem; 2. Vigas de fachada.	1. Juntas de dilatação; 2. Cortinas.	1. Lajes; 2. Aparelhos de apoio; 3. Blocos de coroamento.	1. Vigas de contraventamento; 2. Pilares.
Famílias divididas				
Blocos de coroamento		Pilares		
Vigas de contraventamento		Aparelhos de apoio		
Lajes (balanço da laje superior, de transição e vãos internos)		Vigas de fachada		
Guarda-rodas		Juntas de dilatação		
Cortinas		Pista de rolagem		

Fonte: Autor (2015).

Após a aplicação da norma DNIT 010/2004 foram atribuídas notas técnicas para cada elemento e para estrutura geral da ponte, que refletirá sua condição como um conjunto. A nota da ponte corresponderá a menor nota dos elementos avaliados.

3.4 Elementos da Ponte sobre o Rio do Carmo avaliados quanto a sua durabilidade

A Tabela 11 ilustra os elementos avaliados nas metodologias de inspeções e nas análises experimentais descritas neste Capítulo.

Tabela 11: Análises e procedimentos realizados nos elementos escolhidos da ponte.

		Elementos avaliados		
Análises	Procedimentos	Infraestrutura e Mesoestrutura	Superestrutura	Outros elementos
GDE/UnB	Fonseca (2007) / Euqeres (2011) e Proposta			
DNIT	DNIT PRO - 010/2004			
Carbonatação	LNEC 391			
Íons cloreto	UNI 7928/1978			
Potencial de corrosão	CANIN ⁺ , ASTM C-876/1991			
Ultrassom	NBR ABNT 8802/1994			
Esclerometria	NBR ABNT 7584/1995			

 Procedimento realizado

 Procedimento não realizado

Fonte: Autor (2015).

CAPÍTULO 4

4 Resultados e discussões

Neste Capítulo são apresentados os resultados e discussões obtidos nesta pesquisa, no tocante as presentes manifestações patológicas encontradas na Ponte sobre o Rio do Carmo diante do contexto de sua localização, tempo de utilidade e exposição da obra. Outrossim, são discutidos os resultados referentes as análises dos ensaios não destrutivos aplicados em uma parcela representativa na estrutura, propostas na seção 3.1.

Esses ensaios foram realizados com o objetivo proporcionar maior respaldo as aplicações das metodologias de inspeções visuais, bem como na estimativa do grau de qualidade e homogeneidade do concreto utilizado, da influência do meio agressivo; da presença de íons cloreto e carbonatação, da dureza superficial do concreto, da estimativa do módulo de elasticidade dinâmico e resistência do concreto e do estado de corrosão da armaduras e/ou a probabilidade de sua ocorrência em algumas áreas analisadas.

Por fim, são apresentados os resultados das análises das aplicações da metodologia GDE/UnB, formulada por Fonseca (2007) e adaptada por Euqueres (2011) para pontes, com alterações propostas nesta pesquisa, quanto aos fatores de intensidade e prazos das ações a serem aplicadas. Como outra fonte de inspeção, também são demonstrados os resultados a partir do uso da norma DNIT 010/2004, no sentido de quantificar o estado de degradação da ponte e um estudo comparativo entre ambas as metodologias, na busca de complementar e refinar inspeções neste tipo de estrutura.

4.1 Descrição da obra de arte e do ambiente

A Ponte sobre o Rio do Carmo é uma Obra de Arte Especial (OAE) construída em 1976 (há cerca de 40 anos) em que, durante todo este tempo, vem sendo solicitada

por carga móveis e permanentes. A obra fica situada na rodovia BR 110, entre os municípios de Mossoró e Areia Branca, Rio Grande do Norte. De acordo com a NBR ABNT 6118/2014, a ponte está situada em região de forte agressividade ambiental (Classe III). A Ponte sobre o Rio do Carmo está submetida a um massa fluvial intermitente oriunda da superposição da maré salina advinda do município de Grossos e do volume de água proveniente da barragem de Upanema, conforme ilustra a Figura 37:



Figura 37: Localização geográfica da Ponte sobre o Rio do Carmo – Fonte: Adaptado do Google Earth (2015).

A estrutura da ponte é composta por concreto armado, dosado com alta taxa de agregado de seixo rolado de grande dimensão, bem como nas áreas onde as

armaduras estão expostas, por exemplo na laje, pode-se verificar ao longo das inspeções *in loco*, que ela é disposta em duas direções, espaçadas em 10 centímetros. Não foi possível consultar projetos básicos e executivos da ponte.

A superestrutura, dispõe de um tabuleiro dotada de quatro vãos internos, dois balanços externos e duas cortinas em suas extremidades. A estrutura do tabuleiro é composta por lajes inferior e superior, sendo a laje superior com balanço superior (corte transversal), formando, assim uma seção celular do tipo caixão. Quanto à mesosestrutura, ela é formada por dois aparelhos de apoio do tipo Neoprene, uma viga de contraventamento entre dois pilares com seção transversal retangular. A infraestrutura, é composta por blocos de coroamento vinculados à uma fundação do tipo tubulão.

A Figura 38 ilustra em (a) os vãos internos da laje e um dos guarda-rodas, em (b) há ilustração de uma das lajes de transição e umas das cortinas.



Figura 38: Elementos estruturais da Ponte sobre o Rio do Carmo – Fonte: Autor (2015).

Ainda no que tange os elementos constituintes da ponte, também pode-se mencionar a presença de duas vigas de fachada (enrijecimento) ou de acabamento, guarda-rodas, juntas de dilatação e pista de rolagem. Em evidência, há um sistema de drenagem da ponte disfuncional devido à ausência de um redirecionamento de

fluxo de efluentes (biqueiras), que parte da própria tubulação ao dreno de água da superfície da laje superior ponte (Figura 39).

Durante as inspeções *in loco* foram realizadas medições dos elementos estruturais da ponte, análise da água, estimativa da massa específica do concreto, bem como um levantamento topográfico por meio de uma estação total, com o objetivo de extrair características referentes ao comprimento dos vãos, rampa máxima da ponte e comprimento total. A Figura 40 ilustra o detalhe da representação gráfica da mesoestrutura e suas dimensões medidas.



Figura 39: (a) Pista de rolagem, guarda-rodas e juntas de dilatação (b) Vigas de acabamento, sistema de drenagem – Fonte: Autor (2015).

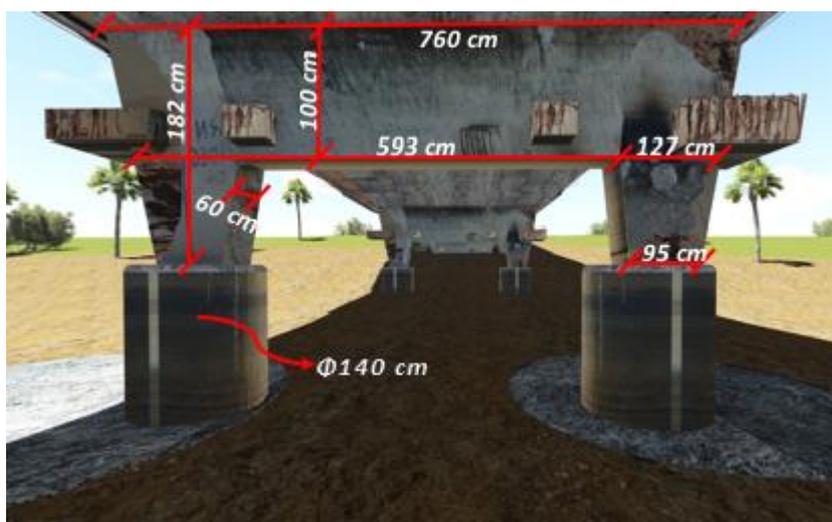


Figura 40: Representação gráfica do detalhe da mesoestrutura e suas dimensões – Fonte: Autor (2015).

Neste estudo preliminar, foi realizada a análise da água objetivando identificar aspectos quanto a sua salinidade. Para tanto, foi retirada uma amostra de 2 (dois) litros do rio e submetida ao Laboratório de Solos, Água e Plantas da Universidade Federal Rural do Semi-Árido (UFERSA), obtendo os seguintes resultados, como ilustra a Tabela 12:

Tabela 12: Características físico-químicas do Rio do Carmo.

Características	Valores
pH	7,60
Condutividade elétrica (dS m⁻¹)	13,07
Turbidez (UNT)	1,61
Potássio (mmol_cL⁻¹)	3,17
Sódio (mmol_cL⁻¹)	151,70
Cálcio (mmol_cL⁻¹)	10
Magnésio (mmol_cL⁻¹)	56
Cloreto (mmol_cL⁻¹)	143
Carbonato (mmol_cL⁻¹)	0
Bicarbonato (mmol_cL⁻¹)	5

Fonte: UFERSA (2015).

De acordo com os resultados da análise da água do rio mostrados na Tabela 12, observa-se que o pH está em nível neutro (em torno de 7), baixa turbidez e baixas concentrações de magnésio, potássio e bicarbonato, com zero de carbonato. Entretanto, para concentrações de cloretos e sódio, encontram-se níveis mais elevados, fato que justifica o teor salino do rio, bem como, a alta taxa de condutividade elétrica, a qual evidência ambiente ideal para migração iônica.

Quanto à estimativa da massa específica do concreto, o procedimento foi realizado por meio de uma massa de concreto encontrada nas imediações da ponte, ao lado de outras com as mesma características, porém, com tamanhos variados. Então, devido a impossibilidade de se fazer uma extração de testemunho na ponte, foi escolhido um bloco de concreto de 31 quilogramas que, possivelmente, foi um dos rejeitos da época da concretagem de sua construção.

Os resultados deste ensaio serviram apenas como uma estimativa. O procedimento utilizado realizado no Laboratório de Ensaio de Materiais da Universidade Federal Rural do Semi-Árido (UFERSA), foi de acordo com o Princípio de Arquimedes, o qual o bloco foi submergido em um recipiente capacidade adequada de volume conhecido e medido o volume deslocado, o qual representa o bloco (Figura 41).

De acordo com o procedimento mencionado, tem-se que para uma massa de concreto com seixo rolado de 31 quilogramas, com geometria indefinida e submersa em um recipiente com capacidade de 56 litros, obteve-se volume deslocado de 13 litros (13.000 cm^3), o qual representa o volume da massa. Com isso, pôde-se obter uma massa específica de $2,38 \text{ g/cm}^3$. A Tabela 13, ilustra este resultado.



a)



b)

Figura 41: a) Pesagem da massa de concreto e submersão da massa no recipiente para medição do volume deslocado – Fonte: Autor (2015).

Tabela 13: Estimativa da massa específica do concreto da ponte.

Volume do recipiente (l)	56,00
Volume do recipiente com a massa de concreto submersa (l)	43,00
Volume da massa de concreto (l)	13,00
Massa do concreto (Kg)	31,00
Massa específica do concreto (g/cm³)	2,38

Fonte: Autor (2015).

Diante do levantamento topográfico realizado (Figura 42) por uma estação total de marca Geodetic, modelo GD2 e precisão de 00°00'02", pôde-se verificar as dimensões dos quatro vãos internos com cerca 20 metros e lajes de transição com cerca 4,5 metros. Com relação a rampa máxima, foram verificados cotas de três locais da superfície longitudinal da laje superior da ponte: uma em cada extremidade e uma no meio. Fato ilustrado na Tabela 14:



Figura 42: Levantamento topográfico com estação total – Fonte: Autor (2015).

Tabela 14: Pontos de medição e comprimento total da ponte.

Pontos de medição	Cotas (m) ^(*)
Extremidade 01	103,332
Meio do vão	103,410
Extremidade 02	103,390
Comprimento total da ponte	90,900

(*) Todas as cotas com referência ao piquete visão ré, ilustrado na Figura 42.

Fonte: Autor (2015).

Da análise da Tabela 14, pode-se verificar que existem duas rampas, uma compreendida entre a Extremidade 01 e o Meio do vão, e outra entre o Meio do vão e a Extremidade 02, respectivamente com diferenças de nível de 7,8 centímetros (rampa de 0,17% de aclave) e 2 centímetros (rampa de 0,044% de declive). Logo, a rampa máxima da ponte é de 0,17% entre os trechos da Extremidade 01 e o Meio do vão. Ressaltando que, o primeiro trecho (Extremidade 01 – Meio do vão) é no início da ponte no sentido Mossoró/Areia Branca.

4.2 Manifestações patológicas presentes na Ponte sobre o Rio do Carmo

Durante os aproximados 40 anos de utilização, a Ponte sobre o Rio do Carmo, apresenta algumas manifestações patológicas em todas as divisões de sua estrutura: superestrutura, mesoestrutura, infraestrutura e outros elementos estruturais.

Das inspeções visuais realizadas na localidade da obra, pôde-se verificar, de forma geral, as seguintes manifestações patológicas:

- Trincas e fissuras;
- Erosão (abrasão) e acúmulo de materiais flutuantes nos blocos de coroamento;
- Manchas de umidade;
- Eflorescência;
- Deslocamento;

- Desagregação do concreto;
- Ninhos de concretagem;
- Áreas com cobrimento insuficiente;
- Corrosão de armaduras;
- Armaduras expostas, corroídas, rompidas;
- Patologias por causas físicas na pavimentação e juntas de dilatação.

4.2.1 Manifestações patológicas na superestrutura

Conforme mencionada na seção 4.2, a superestrutura é composta por um tabuleiro dotado de duas lajes (superior e inferior) que formam um caixão celular com um prolongamento nas extremidades da laje superior formando um balanço, e duas cortinas. Para a laje superior, pode-se verificar poucas manifestações patológicas, apenas em pequenas fissuras possivelmente devido a retração do concreto e os esforços das cargas móveis, aos quais a estrutura está submetidas todos os dias por meio do carregamento dos veículos.

Quanto a laje inferior, verificam-se maiores incidências de manifestações patológicas em relação a laje superior. Entretanto, diante dessas manifestações encontradas, há necessidade de serem analisadas com ponderação, pois elas situam, muitas delas, em regiões relativamente pequenas em relação ao tamanho dos vãos constituintes da estrutura. Com isso, não se pode generalizar seu estado de deterioração por conta dessas pequenas áreas afetadas.

Para tanto, ao rever todos os vãos da estrutura, pode-se relatar que os mais deteriorados, são as lajes superior em balanço (na face inferior) e o primeiro e segundo vão interno após a laje de transição (no sentido Mossoró/Areia Branca).

Nos balanços da face inferior da laje superior, pode-se encontrar carbonatação superficial, algumas regiões com cobrimento insuficiente (em muitos deles com a exposição das armaduras e deslocamento de concreto), corrosão da armaduras em estágio avançado com perda de seção, grande manchas de umidade e de eflorescência. A Figura 43 ilustra essas manifestações:



Figura 43: Manifestações patológicas encontradas nos balanços da face interna da laje superior – Fonte: Autor (2015).

Da Figura 43, pode-se constatar as manifestações patológicas mencionadas no parágrafo anterior. Com efeito, esta figura “alerta” para uma possível causa dessas patologias encontradas, em (1) há uma região com grande mancha de umidade, a qual pode ter sido desencadeada devido o sistema de drenagem do tabuleiro não ter funcionado, por não possuir direcionamento de fluxo drenante, que permite com que a água permeie por capilaridade na superfície do concreto. Fato que facilita a penetração de umidade nos poros e desencadeie a lixiviação dos produtos de hidratação do cimento, que pode ocasionar eflorescências e manchas de corrosão em (3), deslocamento e desagregação do concreto (expondo as armaduras e instalando o processo de corrosão) em (2).

Quanto as outras regiões, as quais possuem apenas pontuais manchas de corrosão e exposição das armaduras, podem ser provenientes do ataque de íons cloreto oriundos da brisa do rio, tendo em vista que a Tabela 12 da seção 4.1 indica que a água possui altas concentrações desse agente agressivo.

No primeiro vão interno da laje inferior também pode-se verificar as mesmas manifestações patológicas encontradas nos balanços da laje superior, exceto quanto as grandes manchas de umidade e eflorescências que são encontradas em menores

proporções. Essas manchas podem ser verificadas nas extremidades deste vão devido a sua extensão proveniente dos balanços da laje superior. Já no meio deste vão, não se verificam manifestações preponderantes. A Figura 44 ilustra este fato.

Da Figura 44 em (1), pode-se verificar, em destaque, uma área com perda de cobrimento acentuado e a exposição das armaduras do concreto em duas direções com processo de corrosão ativo. Já em (2), pode-se verificar um deslocamento considerável, bem como em (1), o qual é possível medir a camada de cobrimento de 30 milímetros.

Quanto aos demais vãos internos da laje inferior e as lajes de transição, verificam-se estágios bem menores de degradação da estrutura, pois elas apresentam apenas leves fissuras e manchas de umidade; manifestadas maiores manchas incidentes nas lajes de transição, e de corrosão algumas com localizações das armaduras, devido ao cobrimento insuficiente. Conforme ilustra a Figura 45.



Figura 44: Manifestações patológicas encontradas no primeiro vão interno da laje inferior – Fonte: Autor (2015).



Figura 45: Bom estado no vão interno 4 da laje inferior e nas lajes em balanço –
Fonte: Autor (2015).

Da Figura 45, em (1) é ilustrado o vão interno 4 da laje inferior e pode ser verificado leves manchas de umidade seguido de pequenos deslocamentos (em relação ao tamanho do vão) em (3). Em (2), verificam-se apenas manchas nos balanços da laje superior.

Diante de todas essas manifestações patológicas encontradas nas lajes que compõem o tabuleiro da ponte, pode-se ressaltar uma consideração interessante que pode ser levada a discussão. De acordo com o levantamento topográfico realizado descrito na seção 4.1, a partir dele, foi calculada a rampa máxima da ponte, e constatada que ela está entre os trechos compreendidos na primeira metade do tabuleiro, ou seja, no sentido Mossoró/Areia Branca (trecho 1 ao 3, Figura 47), abrangendo os vãos internos 1 e 2 da laje inferior, bem como os balanços da laje superior, os quais são os elementos mais afetados das manifestações patológicas mencionadas.

Com isso, pode-se tentar correlacionar as rampas com as grandes manchas de umidade citadas nos balanços da laje superior e os vãos internos 1 e 2 aliados ao sistemas de drenagem ineficaz. Pois, a máxima de 0,17%, como sendo a maior área de drenagem em relação a outra rampa de 0,044% (a outra metade do tabuleiro), é um fato que permeia maior volume de água devido as precipitações para o trecho da rampa máxima e como em toda ponte não há sistema de drenagem adequado, há o

possível desencadeamento das grandes manchas de umidade e as demais patologias citadas em cadeia com maior intensidade neste trecho.

As cortinas apresentam pequenas áreas de cobertura insuficiente e deslocamento nas extremidades e, principalmente, na região inferior da peça. Também, há presença de pequenas manchas de umidade e eflorescências, algumas fissuras nas adjacências das áreas deslocadas, bem como algumas armaduras expostas e corroídas.

A Figura 46 ilustra em (1) as regiões inferiores das cortinas deslocadas e com as armaduras expostas em estado de corrosão ativo, processo similar em (4), porém, a região degradada é a extremidade da peça. Em (2), verifica-se uma pequena mancha de eflorescência, e em (3), apresenta-se uma mancha de umidade. Em evidência, em (5), não faz parte da estrutura da cortina, mas se trata de um pequeno talude de contenção, em que percebe-se a presença de erosão acentuada do material constituinte em que pode-se constatar o consequente deslizamento de camadas do solo.



Figura 46: Manifestações patológicas nas cortinas – Fonte: Autor (2015).

4.2.2 Manifestações patológicas na mesoestrutura

De acordo com a descrição na seção 4.1, a mesoestrutura da Ponte sobre o Rio do Carmo, possui aparelhos de apoio do tipo Neoprene, vigas de contraventamento e pilares. De forma geral, analisando visivelmente, pode-se relatar que dos cinco conjuntos de mesoestrutura, apenas dois deles possuem estado de

deterioração mais acentuada em relação aos demais, que são os apoios 1 e 2 ilustrados na Figura 47:

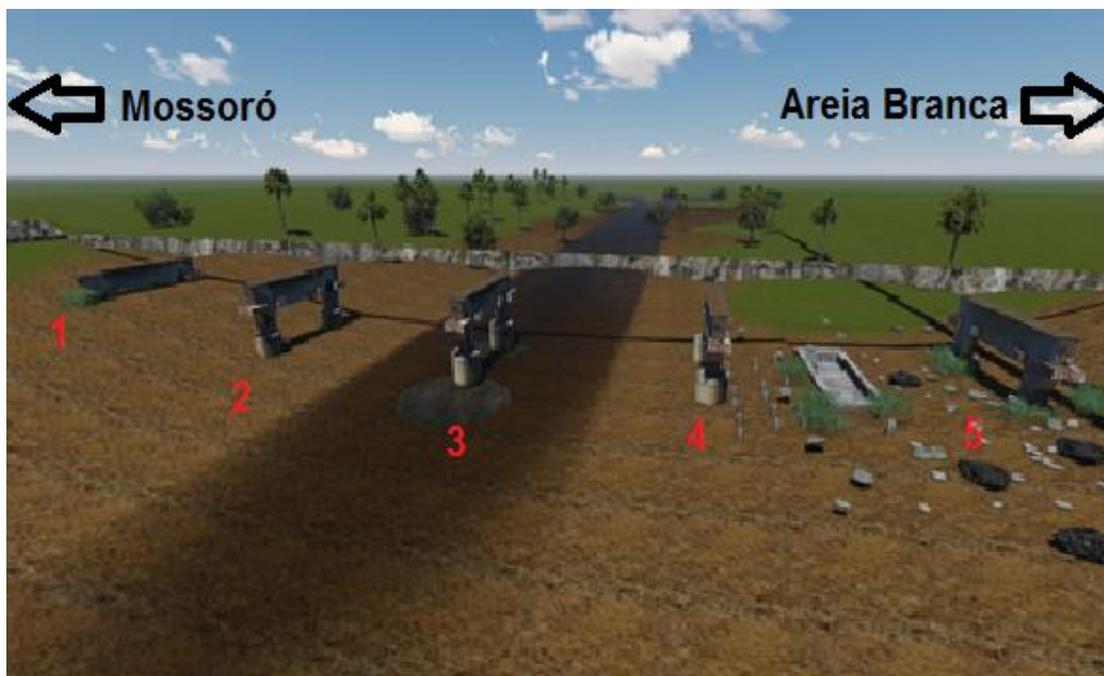


Figura 47: Representação gráfica da mesoestrutura – Fonte: Autor (2015).

No apoio 1 ilustrado na Figura 47, as manifestações patológicas presentes, pode-se encontrar acentuado estágio de corrosão das armaduras expostas nos consoles, bem como das armaduras principais em regiões de concreto deslocado e cobertura de baixa espessura. Também podem ser verificados falhas de concretagem, frentes de carbonatação e contaminação de íons cloreto, que foram medidos por ensaios *in loco*, os quais serão apresentados nas seções 4.3.1 e 4.3.2. Quanto ao apoio 2, existem manifestações similares as citadas no apoio 1, por exemplo, nos pilares, constatam-se algumas áreas de fissuras devido o esmagamento por esforço cortante nas regiões próximas aos aparelhos de apoio, bem como fissuras de corrosão. Nesses pilares, existem regiões deslocadas, com cobertura de baixa espessura, expondo algumas armaduras favorecendo à corrosão (Figura 48).

Em relação aos demais apoios ilustrados na Figura 47, pode-se relatar que há pequenos pontos de corrosão, pequenas áreas com cobrimentos de baixa espessura, pequenas falhas de concretagem, presença de algumas fissuras e leves manchas.



Figura 48: Manifestações patológicas na mesoestrutura (1) – Fonte: Autor (2015).

Na Figura 48 pode-se verificar em (1) região com acentuado deslocamento e armaduras corroídas, em (2) ilustra processos de fissuração, em (3) consolas com cobertura insuficiente e exposição das armaduras e, em (4), assim como todos os outros aparelhos de apoio em placa Neoprene, apresentam grande sinais de desgaste e esmagamento.

Na Figura 49, verifica-se em (1) deslocamento do concreto dos pilares e armaduras corroídas, bem como exposição das armaduras em (2) e (3). Em (4), pode-se constatar fissuras ocasionadas pelo processo de corrosão das armaduras também no pilar.



Figura 49: Manifestações patológicas na mesoestrutura (2) – Fonte: Autor (2015).

A Figura 50 ilustra a mesoestrutura (5), a qual exemplifica o bom estado de conservação da peça.



Figura 50: Parte da mesoestrutura (5) em bom estado – Fonte: Autor (2015).

4.2.3 Manifestações patológicas na infraestrutura

Na infraestrutura da ponte é dotada de blocos de coroamento. Nas inspeções visuais realizadas *in loco*, pôde-se verificar que existem poucas manifestações patológicas presentes em relação aos outros elementos constituintes da estrutura.

Em evidência, a Figura 51 ilustra os blocos que apresentam grandes manchas de umidade em áreas superiores a cerca de 50% das peças em (4), fato este devido ao contato constante com a variação de maré do rio salino durante todo o ano. Também são verificadas eflorescências em (2), desagregação e falhas de concretagem em (3), bem como fissuras em (1) na face superior dos blocos, provenientes da erosão (desgaste abrasivo) em (5).

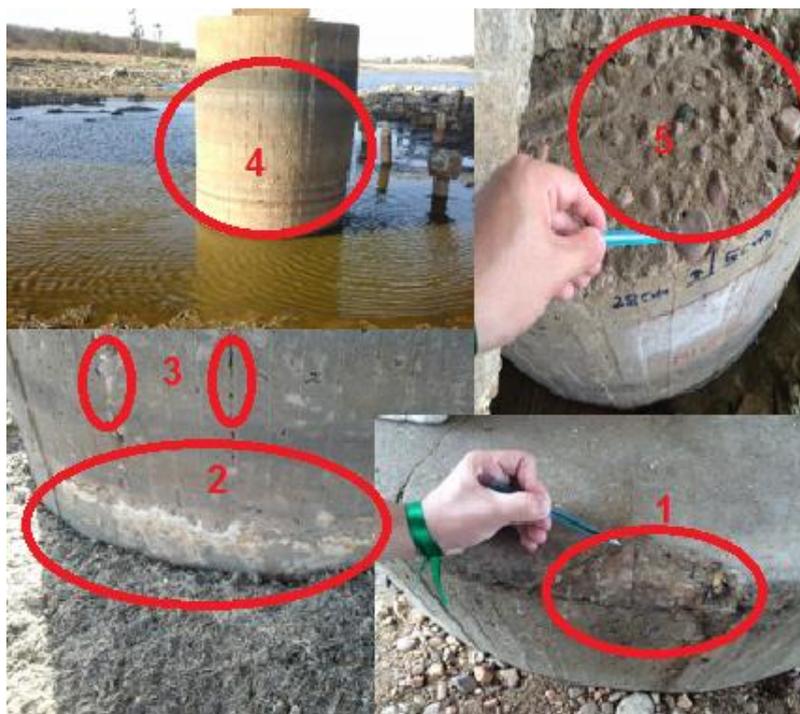


Figura 51: Manifestações patológicas presentes em blocos de coroamento – Fonte: Autor (2015).

A partir de ensaios de profundidades de carbonatação e de íons cloreto, foram encontradas frentes de carbonatação e contaminação desses íons, em um bloco de coroamento ensaiado de forma representativa, os quais serão apresentados e discutidos nas seções 4.3.1 e 4.3.2.

4.2.4 Manifestações patológicas elementos auxiliares

Além dos elementos analisados nas seções anteriores, também foram inspecionados outros elementos da ponte, como: guarda-rodas, juntas de dilatação, pista de rolagem (Figura 39) e vigas de fachada.

Os guarda-rodas apresentam acentuadas manchas de umidade e eflorescências, bem como a corrosão das armaduras que podem ter desencadeado a desagregação e deslocamentos do concreto localizados ao longo de seus comprimentos. Ressalta-se que a região externa é a mais desfavorável. Com relação a região interna, foram encontradas incidências de umidade e carbonatação superficial.

Já as juntas de dilatação, também apresentam poucos danos, ficando evidenciada a obstruções do material elástico e a presença de umidade. Quanto à pista de rolagem, verificam-se danos leves em seu pavimento asfáltico, com desgaste superficial devido ao atrito do tráfego dos veículos.

Por fim, as vigas de fachada, as quais enrijecem as bordas dos balanços da laje superior, apresentam manifestações patológicas (Figura 52) corrosão das armaduras principais e dos estribos seguida de trincas e deslocamentos (1), acentuadas manchas de umidade (4), bem como desagregação do concreto com a exposição de agregados de seixo-rolado de grande dimensão (2), e eflorescências em forma de estalactites nos bordos de suas faces (3).



Figura 52: Manifestações patológicas nas vigas de fachada – Fonte: Autor (2015).

4.3 Ensaios não destrutivos *in loco*

4.3.1 Ensaio de profundidade de carbonatação

Neste ensaio foram verificadas profundidades de carbonatação em três peças estruturais da ponte por meio do método colorimétrico de aspersão da solução de fenolftaleína, conforme o procedimento descrito na seção 3.2.1.

As peças estruturais escolhidas foram um bloco de coroamento, um pilar e uma viga de contraventamento. Após a retirada da camada de cobrimento de 30 milímetros e 15 minutos de aspersão da solução, foi possível medir cinco pontos de profundidade com paquímetro digital dentro da malha de 5x10 centímetros. Destaca-se que, a medição foi dificultada devido concentração de agregado graúdo (seixo-rolado) no concreto.

A Figura 53 ilustra o gráfico com as profundidades de carbonatação medidas nas três peças citadas, em que B(I/C)2VC(B) representa o bloco de coroamento 2 da viga de contraventamento B, P(I/C)2VC(B) representa o pilar da viga de contraventamento B e VC(I/C)A representa a viga de contraventamento A, como indica a Figura 47. A sigla I/C, indica que nessas peças foram realizados os ensaios de profundidade de carbonatação e presença de íons cloreto.

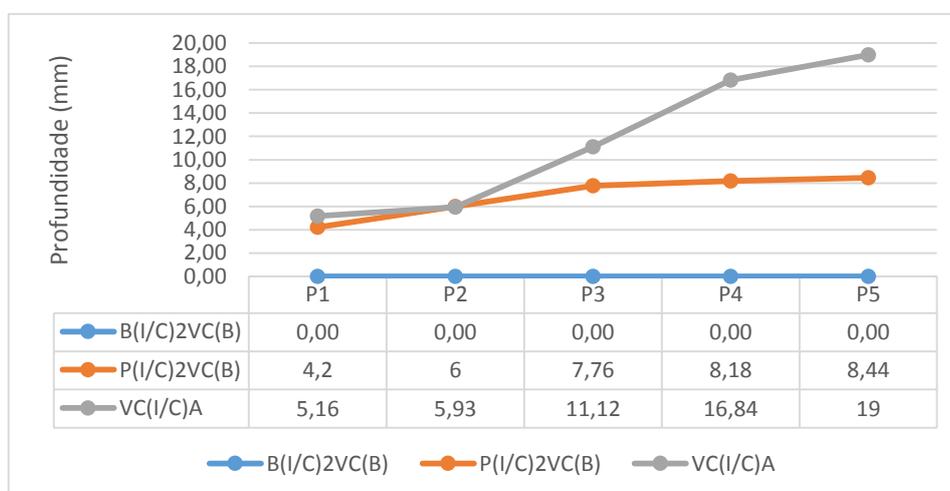


Figura 53: Perfil de profundidades de carbonatação *in loco* – Fonte: Autor (2015).

Do gráfico ilustrado na Figura 53, pode-se verificar que o bloco de coroamento ensaiado não apresentou nenhum ponto com frente de carbonatação. Este fato pode ser justificado devido a influência da variação do nível do rio que, na maioria dos meses do ano, preenche a área superficial do bloco, o que preenche os poros do concreto e interfere na difusão do dióxido de carbono para o seu interior.

Quanto ao pilar e a viga de contraventamento, esses tiveram baixas frentes de carbonatação como ilustra a tabela de dados do gráfico da Figura 53, exceto para os pontos P3, P4 e P5 (11,12; 16,84; 19,00 milímetros), os quais apresentaram as maiores profundidades de carbonatação. Entretanto, em nenhuma das peças analisadas verificou-se frentes de carbonatação até a profundidade do aço, tendo em vista que a região a qual a ponte está inserida não deve apresentar altas concentrações de dióxido de carbono na atmosfera.

A partir deste ensaio também foi possível calcular o coeficiente de difusão de dióxido de carbono por meio das profundidades de carbonatação medidas, de acordo com o modelo de Tuutti (1982), segundo a equação 3.1. Para isto, como a frente de carbonatação medida não se apresentou de forma homogênea, ou seja, a média dos pontos medidos não representa significativamente a amostra, então, utilizou-se o ponto mais desfavorável de cada elemento, a espessura máxima de concreto carbonatado (ECO_2), exceto, para o bloco de coroamento, que não apresentou nenhuma medida. Resultou em taxas de 1,33 e 3,00 mm/ano^{0,5}.

Esses coeficientes de carbonatação calculados (KCO_2), poderiam estimar valores de vida útil a partir corrosão induzida por carbonatação muito altos devido à baixa taxa de difusão de CO_2 . Isto indica que a corrosão das armaduras da ponte pode ser melhor explicada pela ação de íons cloreto e não por carbonatação. Deve-se ressaltar que, para uma melhor previsão de vida útil deveriam ser realizadas várias medidas ao longo de anos.

4.3.2 Ensaio de presença de íons cloreto

Neste ensaio foram verificadas profundidades de íons cloreto em três peças estruturais da ponte, por meio do método colorimétrico de aspensão da solução de nitrato de prata, conforme o procedimento descrito na seção 3.2.2.

As localizações e as peças estruturais analisadas foram as mesmas mencionadas na seção anterior, 4.3.1. Quanto aos procedimentos de medidas, também ocorreram de forma similar.

A Figura 54 ilustra o gráfico com as profundidades medidas por contaminação de íons cloreto nas três peças citadas.

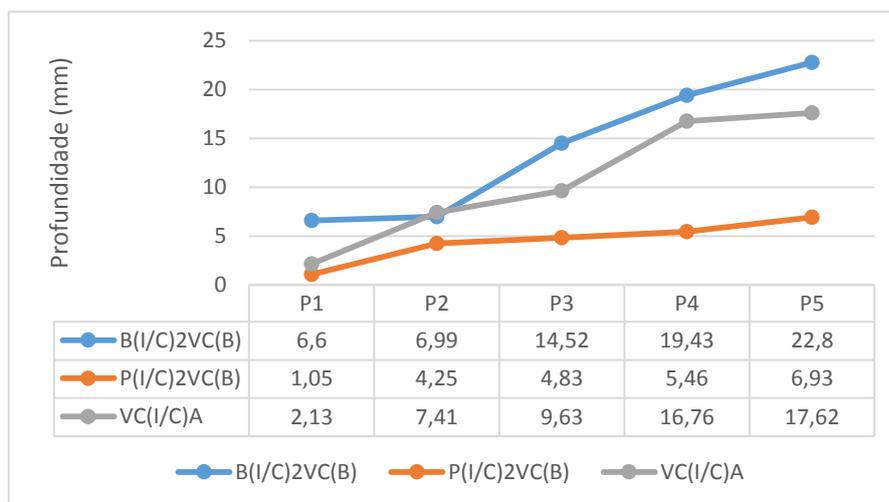


Figura 54: Perfil de profundidades de íons cloreto *in loco* – Fonte: Autor (2015).

A partir do gráfico da Figura 54, pode-se constatar que, de forma geral, as profundidades nos pontos dentro da malha analisada com camadas de concreto contaminadas por íons cloreto estão mais acentuadas que àqueles medidos no ensaio de carbonatação. Isto se deve ao ambiente agressivo salino encontrado no Rio do Carmo.

Das três peças ensaiadas, nota-se de acordo com a tabela de dados apresentados no gráfico da Figura 54 que, o bloco de coroamento possui maior presença de íons cloreto, pois, dos cinco pontos medidos, tem-se profundidades consideravelmente altas em relação a camada de cobertura do concreto com valores de: 14,52, 19,43 e 22,8 milímetros. Medidas que podem ser justificadas pela proximidade das margens do rio salino. No entanto, tais medidas assim como as aquelas verificadas nas outras peças durante este ensaio, não se obteve profundidades de contaminação por íons cloreto até a superfície da armadura.

Para o pilar e a viga de contraventamento, houve pequenas medidas de contaminação de cloretos. Exceto, nos pontos P4 e P5 da viga de contraventamento, os quais apresentaram valores de profundidade respectivamente iguais a, 16,76 e 17,62 mm.

Por fim, pode-se mencionar que assim como as medidas de profundidades de carbonatação, o perfil traçado das profundidades de íons cloreto se apresentou de forma não uniforme dentro da malha analisada. Este fato pode ser explicado por algumas falhas de concretagem e/ou fissuras presentes no concreto, que facilita a penetração de agentes agressivos.

4.3.3 Ensaio de potencial de corrosão

Neste ensaio foram medidos os potenciais de corrosão em três malhas escolhidas em peças diferentes da ponte. Para tanto, a escolha delas foi condicionada a exposição de barras que, a partir delas, foi traçado uma linha de medida ao longo de seu comprimento. No entanto, essas medidas só puderam ser executadas a uma distância de no máximo 40 centímetros da extremidade da barra exposta e, circunstancialmente, com processo de corrosão ativada.

Como descreve a seção 3.2.3, o enquadramento das malhas representativas foram em uma viga de contraventamento “CM1VC(A)” e um pilar “CM3P2VC(A)” com área de 30x40 centímetros e uma porção do vão interno 1 da laje inferior “CM2L(TR1)” com área de 60x40. Como mencionado na 4.1 que o espaçamento entre as armaduras é de 10 centímetros, isso traduz para as áreas 30x40 medições em três barras de aço e sete para a área de 60x40, tendo em cada uma delas, medições em 20 e a 40 centímetros de suas extremidades.

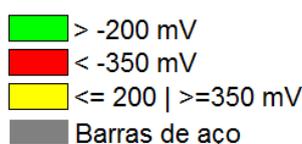


Figura 55: Legenda dos mapas colorimétricos – Fonte: Autor (2015).

As Figuras 56, 57 e 58 ilustram mapas colorimétricos das medidas de potenciais realizadas nestas três malhas, CM1VC(A), CM2L(TR1) e CM3P2VC(A), com a seguinte legenda na Figura 55, para a interpretação da leituras de potenciais medidos segundo a Tabela 6 da ASTM C 876, bem como a representação ilustrativa das barras de aço confinado na áreas de medições do concreto:

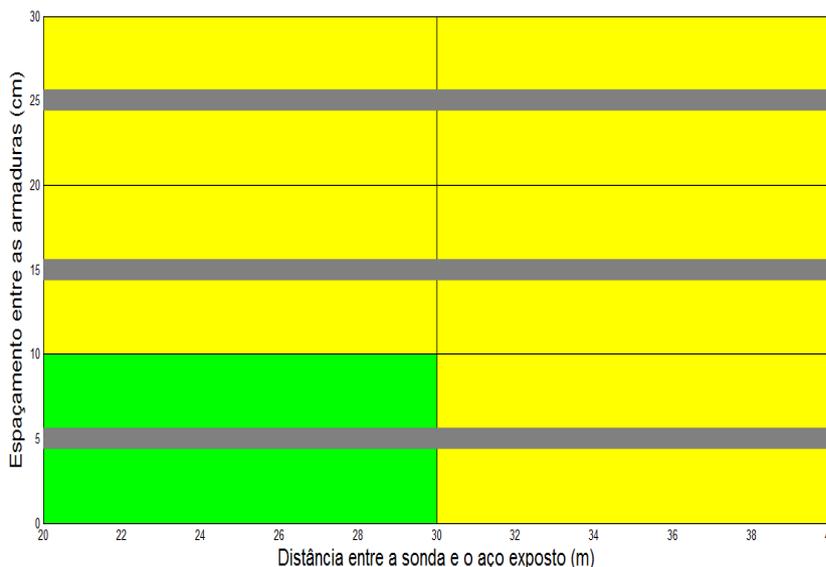


Figura 56: Mapa colorimétrico dos potenciais de corrosão na malha CM1VC(A) –
Fonte: Autor (2015).

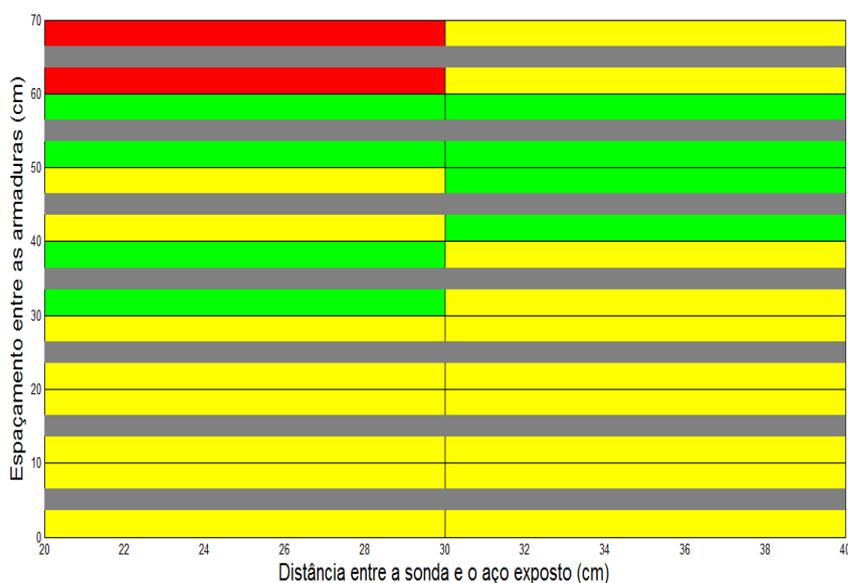


Figura 57: Mapa colorimétrico dos potenciais de corrosão na malha CM2L(TR1) –
Fonte: Autor (2015).

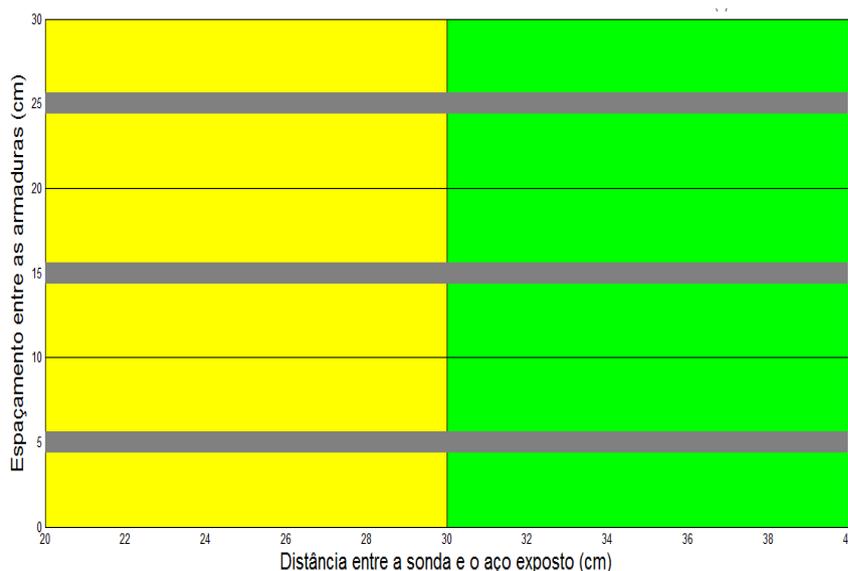


Figura 58: Mapa colorimétrico dos potenciais de corrosão na malha CM3P2VC(A) –
Fonte: Autor (2015).

Das Figuras 56, 57 e 58 pode-se verificar que, a maioria dos potenciais de corrosão medidos nas três malhas encontram-se entre -200 e -350 mV “região amarela”, faixa a qual segundo a ASTM C 876, representa incerteza de probabilidade, pois, nela há a probabilidade da barra de 10 a 90% da barra está corroída.

Outro fato interessante é a medição de pontos com potenciais superiores a -200 mV justamente a uma distância próxima da extremidade da barra (principalmente a 20 centímetros), devido essas medidas indicarem que a probabilidade de corrosão, também de acordo com a ASTM C 876, é inferior 10%. Fato que não é verdade, haja visto que, quanto mais próxima da barra exposta e com estado de corrosão ativo, mais negativo será a medida de potencial, o que caracteriza maior probabilidade de instalação deste processo. Cabe salientar que, esses resultados, podem ter sido mascarados pelo fato da área de medida apresentar um concreto “fofo” e deslocado, cenário que justificam “potenciais menos negativos”. O próprio manual do sistema CANIN+ da PROCEQ alerta sobre esta possibilidade. Com isto, ao invés de obter potenciais de corrosão nesta faixa, eram para se ter medidas oscilando dentro “região amarela”, ou seja, valores inferiores a -200 mV.

O gráfico ilustrado na Figura 59 por meio de um histograma, construído a partir dos potenciais de corrosão medidos nesta três malhas, indica a frequência com a qual

os valores de potenciais foram mais ou menos incidentes, confirmando as informações contidas nos mapas colorimétricos.

Isto resulta, a partir do polígono de frequência traçado, a verificação de 17 valores numa faixa de potenciais entre -200 e -350 mV (probabilidade de corrosão de 10 a 90%), 8 medidas superiores a -200 mV (probabilidade de corrosão abaixo de 10%) e, apenas 1 medida de com potencial inferior a -350 mV (probabilidade de corrosão superior a 90%) faixa a qual, numa distância de apenas 40 centímetros entre a sonda de medida e a barra - bastante corroída com perda de seção, deveria ter sido predominante nas medidas de potenciais corrosão *in loco*.

Diante de todas as medidas de potenciais de corrosão nas malhas ensaiadas, a Figura 60 ilustra a distribuição normal representando a densidade de probabilidade para potenciais de corrosão nessas barras analisadas, como forma de demonstrar que esses dados são normalizáveis e que se pode buscar valores de maior probabilidade dentro de uma amostra.

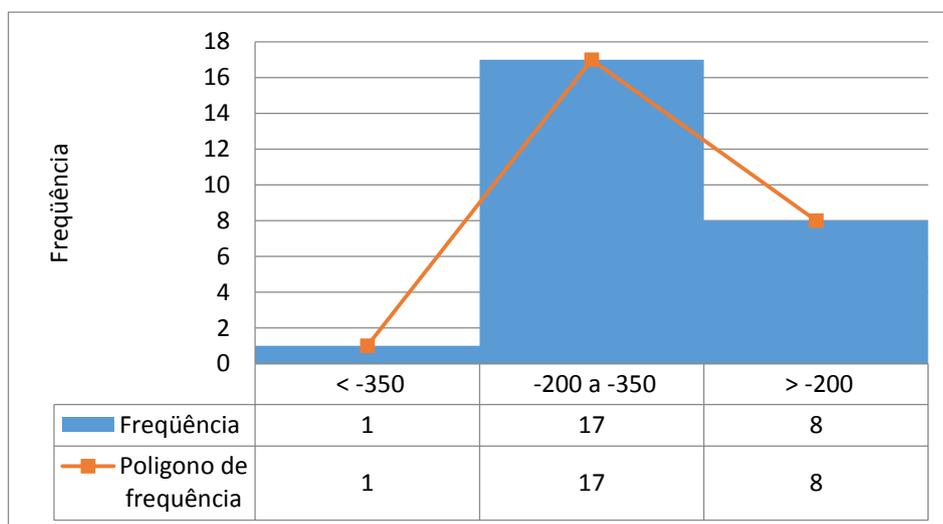


Figura 59: Histograma de potenciais com polígono de frequência de corrosão das armaduras do concreto na malhas analisadas – Fonte: Autor (2015).

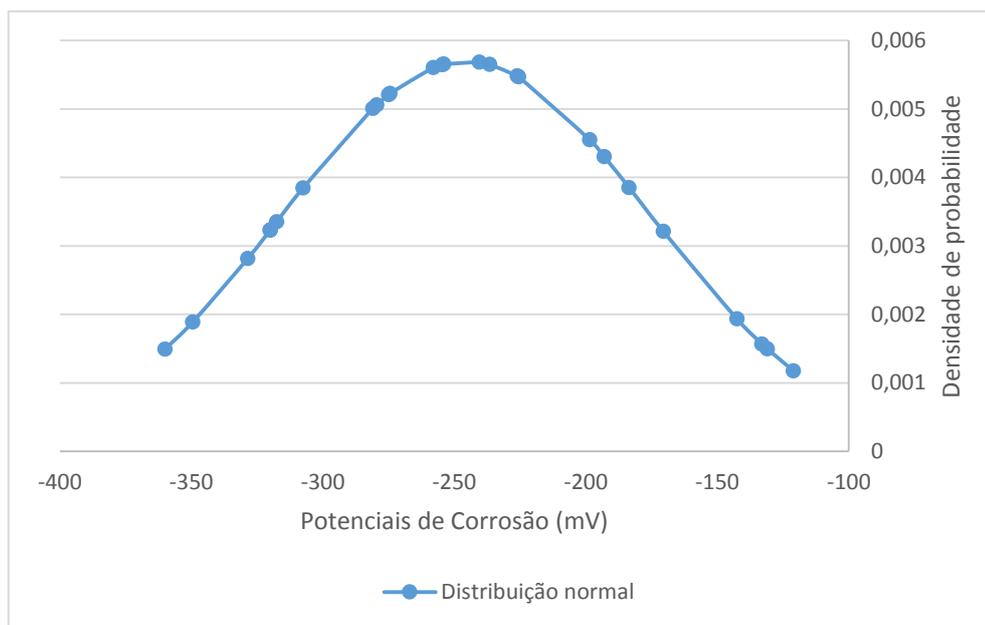


Figura 60: Distribuição de probabilidade para potenciais de corrosão da armaduras das malhas de concreto analisadas – Fonte: Autor (2015).

A normalização destes valores foram obtidas a partir da média das duas medidas em um mesmo ponto da malha. A média e o desvio padrão foram, respectivamente, de -245,42 mV e 70,02 mV, para este último sendo um valor elevado devido as variações encontradas nesta medida, pois, eles podem variar de um ponto para outro em torno de -150 mV devido as áreas deslocadas do concreto e da própria escala de medida dos potenciais. Vale ressaltar que, as medidas em um mesmo ponto não tiveram variações maiores que -30 mV, o que traduz estabilidade e reprodutibilidade de medida.

O gráfico da Figura 61, ilustra a estimativa de probabilidade dentro da amostra dos valores encontrados nas três malhas analisadas, que representam o quadro evolutivo da possibilidade de corrosão ao longo da barra de aço ensaiada de acordo com o valor de potencial de corrosão medido. Pode-se verificar valores elevados para faixas de potenciais de -250 a -150 mV, com probabilidades de 42,87% a 92,92%, enquanto para encontrar valores inferiores a -350 mV a probabilidade de ocorrência é de 6,86%, o que justifica a frequência ilustrada na Figura 59.

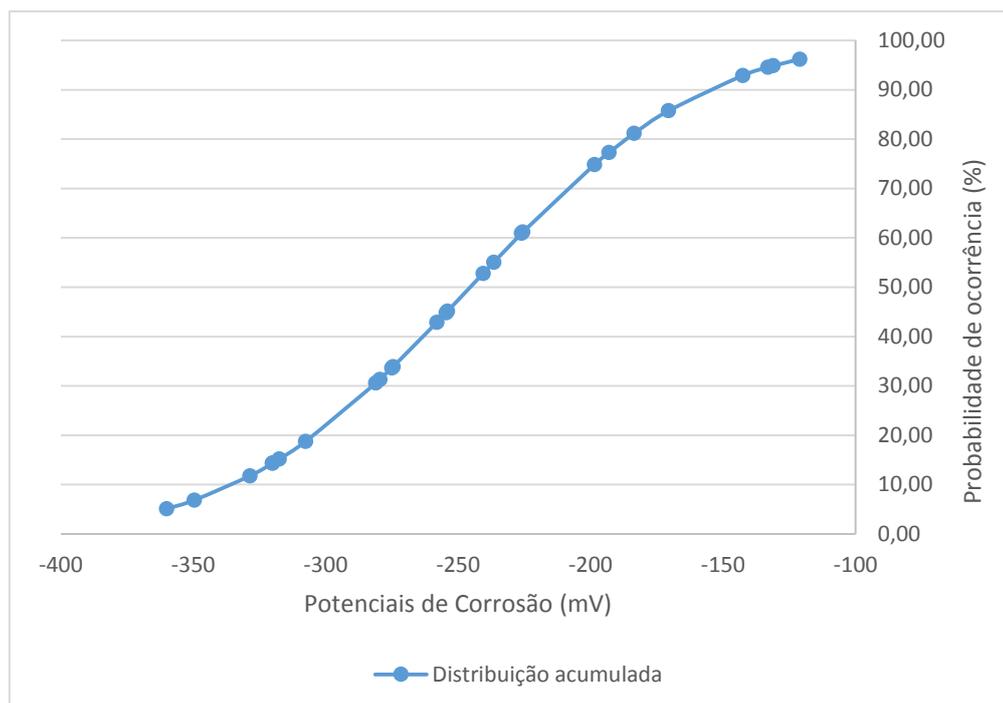


Figura 61: Distribuição de probabilidade acumulada para potenciais de corrosão da armaduras das malhas de concreto analisadas – Fonte: Autor (2015).

4.3.4 Ensaio de velocidade do pulso ultrassônico

Nesta seção, serão apresentados os resultados obtidos na aplicação do ensaio de velocidade de pulso ultrassônico na superfície do concreto, realizado de forma indireta em duas direções por meio de uma onda de grande energia “onda de Rayleigh” (MESEGUER, CABRÉ & PORTERO, 2011), conforme os procedimentos relatados na seção 3.2.4 do Capítulo 3.

Para compor a análise destes resultados, foram utilizadas as médias dos valores de velocidades propagadas do pulso medidos em um mesmo ponto, tanto na direção vertical (VVP) quanto na horizontal (VHP). Estas medidas estão ilustradas na Figura 62.

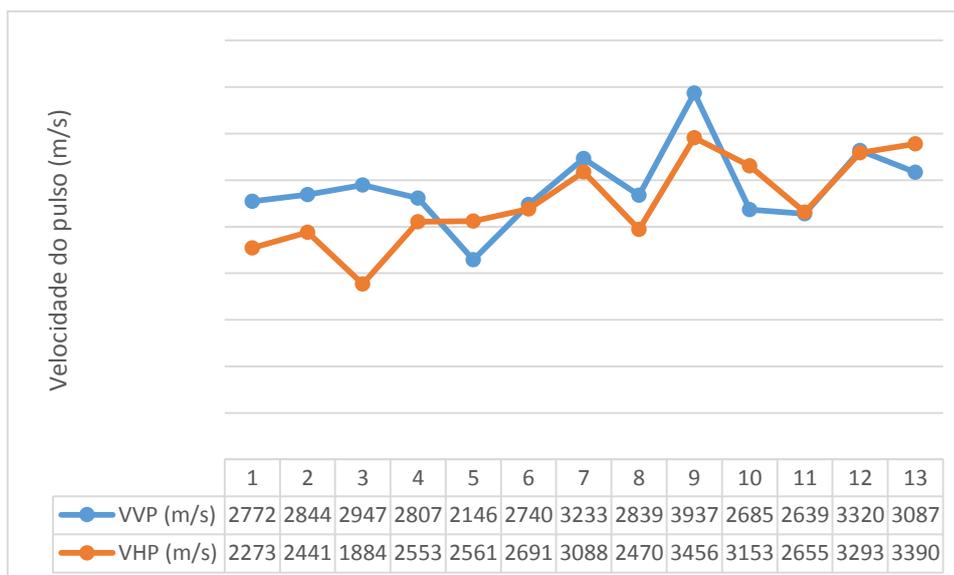


Figura 62: Velocidades de propagação do pulso ultrassônico medidas nos elementos analisados – Fonte: Autor (2015).

Pode-se observar na Figura 62, a partir das velocidades do pulso plotadas nas duas direções, a constatação de que não houve discrepância significativa entre as velocidades propagadas nas duas direções na superfície do concreto.

Outra justificativa que deve ser levada em consideração, é apenas o uso de medição indireta das peças na superfície do concreto, pois, se houvessem medidas diretas na seção transversal da peça, bem como ao longo de seu comprimento, as propagações ocorreriam de forma diferente. Isso se deve ao fato de que, as velocidades transversais são mais lentas em relação às velocidades longitudinais, condicionados aos diferentes tipos de esforços (cortante e tração-compressão) serem coincidentes ou não com a direção de propagação da velocidade ultrassônica (MESEGUER, CABRÉ & PORTERO, 2011).

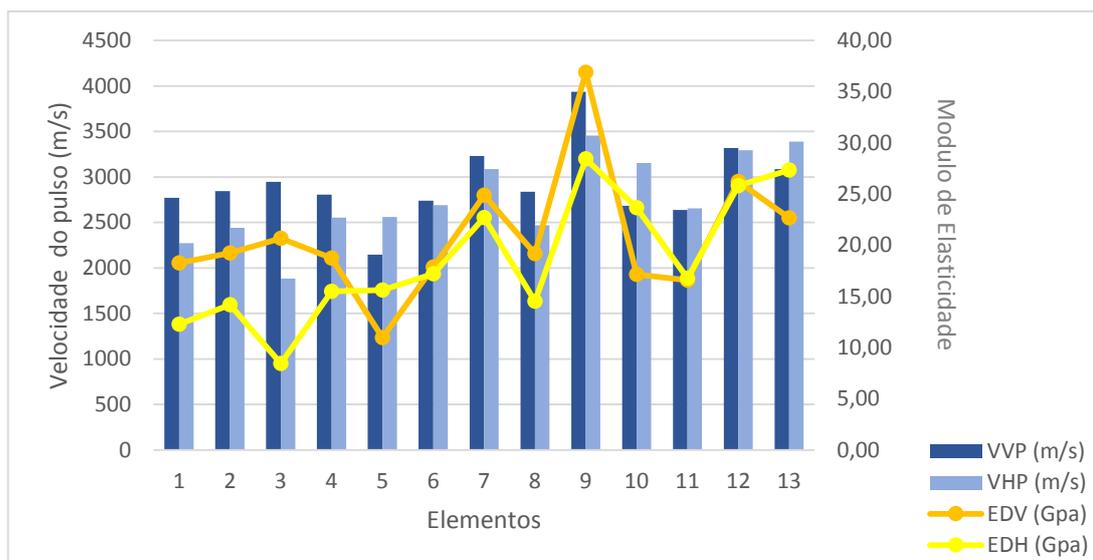
Considerando os valores apresentados na Figura 62, foi possível calcular a estimativa do módulo de elasticidade dinâmico e da resistência do concreto a partir, respectivamente das equações 3.2 e 3.3, abordada na seção 3.2.4. Resultados ilustrados na Tabela 15. Ressaltando que, a massa específica utilizada na equação 3.1, foi a estimada na seção 4.1, de 2,38 g/cm³.

Tabela 15: Estimativa do módulo de elasticidade dinâmico e da resistência do concreto calculados a partir da velocidade do pulso ultrassônico.

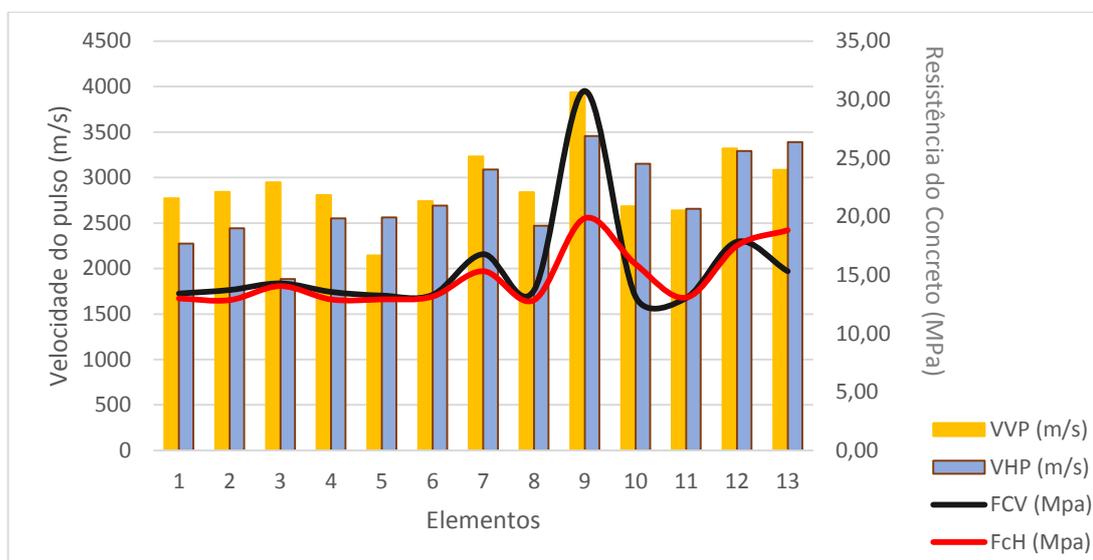
Módulo de elasticidade dinâmico (GPa)		Resistência estimada Fc (MPa)	
Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
18,30	12,30	13,42	13,00
19,25	14,20	13,72	12,86
20,70	8,44	14,28	14,05
18,75	15,51	13,56	12,91
10,96	15,61	13,24	12,92
17,90	17,23	13,30	13,16
24,90	22,70	16,78	15,33
19,20	14,52	13,70	12,86
36,90	28,43	30,74	19,86
17,20	23,70	13,15	15,93
16,60	16,80	13,04	13,07
26,23	25,81	17,85	17,50
22,70	27,35	15,32	18,83
Média			
20,74	18,66	15,55	14,79
Desvio padrão			
6,20	6,30	4,80	2,50

Fonte: Autor (2015).

Dos resultados obtidos da Tabela 15, pôde-se obter estimativa do módulo de elasticidade médio entre as duas direções de, aproximadamente 20 GPa. Isto possibilitou a estimativa da resistência do concreto em 15,17 MPa. Em ambos os resultados, apresentam-se valores elevados para o desvio padrão das amostras, uma vez que há variações de velocidades do pulso ultrassônico numa escala significativa. A Figura 63 em (a) relaciona a velocidade do pulso ultrassônico com o módulo de elasticidade estimado, e m (b) relaciona a velocidade do pulso ultrassônico com a resistência estimada do concreto.



(a)



(b)

Figura 63: Relação da velocidade do pulso ultrassônico com a estimativa do módulo de elasticidade dinâmico e a resistência do concreto – Fonte: Autor (2015).

Da análise da Figura 63, pode-se verificar que com o aumento da velocidade do pulso ultrassônico, há o aumento da estimativa do módulo de elasticidade dinâmico e da resistência do concreto. Verificou-se que ao longo da amostra, os resultados “praticamente” se sobrepuseram, exceto, no Elemento 9, onde se verificou um salto dessas estimativas devido a medição de uma velocidade ultrassônica propagada no concreto, verificados quanto no módulo de elasticidade dinâmico em (a) e na

resistência em (b). Quanto ao Elemento 3, na Figura 63 (a), pode-se constatar uma queda da estimativa do módulo de elasticidade por conta da baixa velocidade ultrassônica medida.

Essas variações de velocidade do pulso ultrassônico pode ser condicionada por diversos fatores, como, por exemplo, aos parâmetros de dosagem do concreto, a localização das barras, temperaturas abaixo de 0 °C ou acima de 30 °C, vazios, fissuras, umidade do concreto, tipo de medição (BREYSSE, 2012)

Como as medições da velocidade de propagação do pulso ultrassônico ocorreram numa faixa de temperatura de 30,5 s 34,5 °C, não se sabe a localização das armaduras devido à ausência do detalhamento de projeto, por ser medição indireta, pelas condições de dosagem do concreto de seixo rolado e apresentar algumas falhas de concretagem (vazios) e fissuras. Esses fatores podem ter sido condicionantes nas variações de velocidades medidas, as quais resultaram em diferenças no módulo de elasticidade dinâmico estimado no Elementos 3 e 9 da Figura 63 (a) e na resistência estimada do concreto no elemento 9 da Figura 63 (b).

Outro ponto interessante que deve ser ressaltado, diz respeito a dificuldade apresentada nas medições do ensaio de ultrassom, devido à grande instabilidade de medição das velocidades nos elementos. Durante as várias medições realizadas, pôde-se perceber que essas variações eram verificadas quando havia carregamento na ponte pela passagem dos veículos, que geram vibrações as quais podem ter causado sobreposições de ondas, resultando numa velocidade de propagação ultrassônica no concreto acima daquela que a qualidade do concreto poderia apresentar.

Planès e Larose (2013), afirmam que há possibilidade de interferência de pequenas vibrações na velocidade do pulso ultrassônico do concreto, devido à grande sensibilidade do equipamento. Para resolver este problema, as medições foram realizadas em um feriado, pois, neste dia, o tráfego foi bem menos intenso e pôde-se realizar o ensaio com menor interferência.

Breysse (2012) relata que a idade do concreto pode influenciar na medição do pulso ultrassônico, mas depois de algumas semanas, essa medição é estabilizada devido ao tempo de ganho de resistência em pequenas idades. Considerando que trata-se de um concreto bastante antigo, essa estabilidade é esperada, fato que

evidência que as variações apresentadas, podem ser provenientes do que foi discutido no parágrafo anterior.

Também pode ser considerada a hipótese de que, no momento do carregamento devido, a passagem dos veículos, devido aos esforços solicitantes na ponte, há um incremento de densidade aparente, e como o pulso ultrassônico é uma onda mecânica, ocasiona maiores velocidades de propagação.

De acordo com o gráfico da Figura 63 pôde-se verificar a relação crescente da estimativa do módulo de elasticidade dinâmico e da resistência do concreto com o aumento da velocidade de propagação ultrassônica. A Figura 64 apresenta comportamento entre a velocidade do pulso ultrassônico e resistência à compressão estimada.

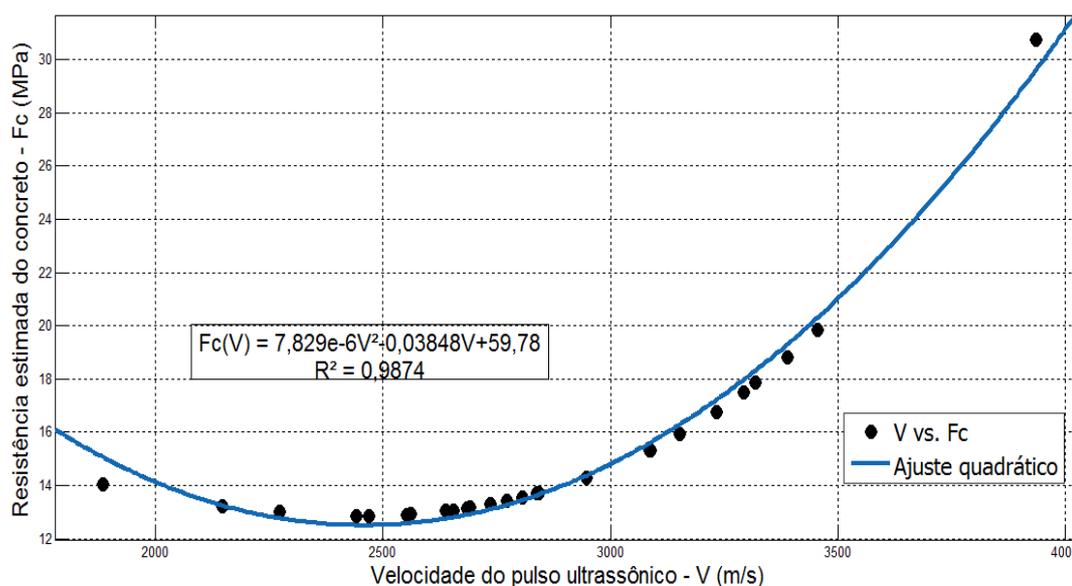


Figura 64: Relação entre velocidade do pulso e a resistência estimada do concreto em duas direções – Fonte: Autor (2015).

Pode-se verificar quanto a análise do gráfico da Figura 64 que, a velocidade do pulso ultrassônico se relaciona melhor de forma quadrática com a resistência à compressão estimada do concreto, obtendo neste ajuste, coeficiente de correlação de 0,9874. Valor que indica relação positiva entre as variáveis envolvidas.

Diante deste cenário favorável no tocante ao ajuste dessas variáveis (velocidades de propagação, módulo de elasticidade dinâmico e resistência), foi

desenvolvido um ajuste envolvendo essas três grandezas, conforme ilustra a Figura 65, objetivando encontrar um valor estimado para resistência à compressão da estrutura da ponte através do ensaio de velocidade de propagação do pulso ultrassônico:

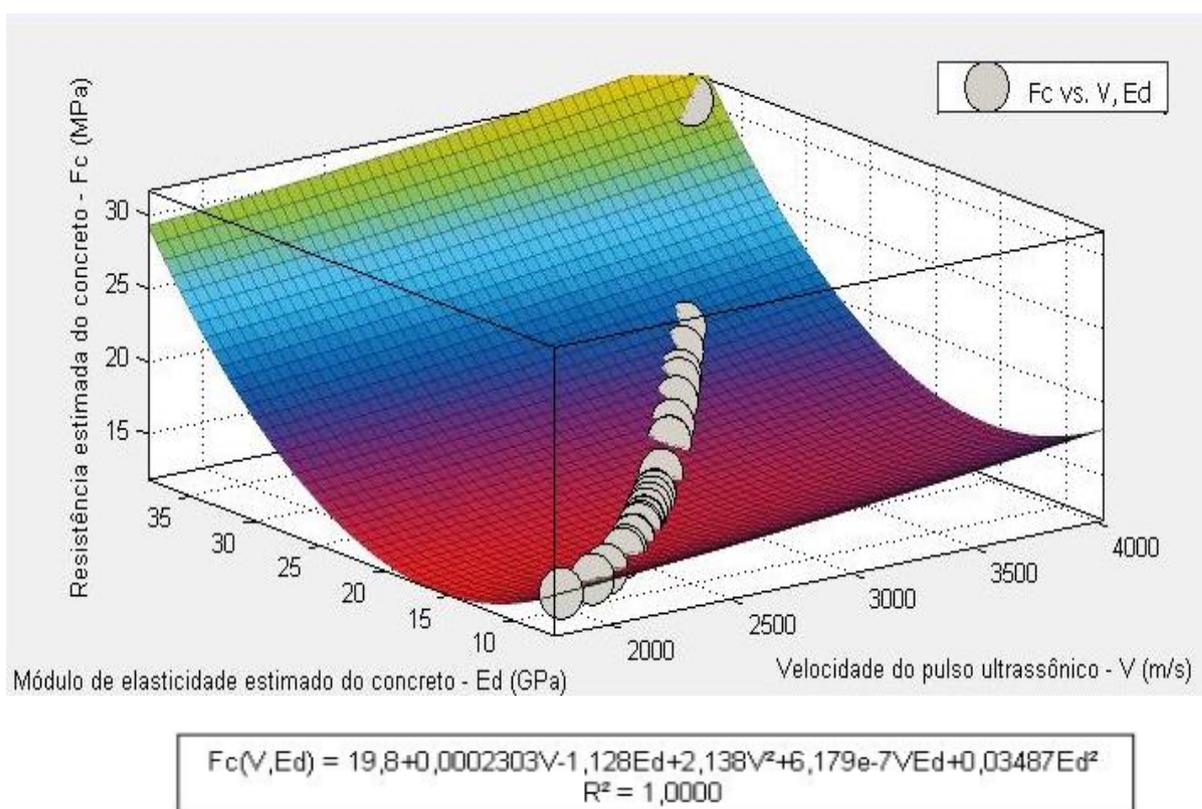


Figura 65: Comportamento entre velocidade de pulso ultrassônico, módulo de elasticidade dinâmico estimado e resistência estimada do concreto – Fonte: Autor (2015).

O ajuste das três grandezas envolvidas mencionadas no último parágrafo, resulta numa superfície cônica espacial do tipo parabolóide, a qual relaciona entre si variáveis por dependência quadrática, conforme foi ilustrado na Figura 64. Justificado também por um confiável coeficiente de correlação positivo igual a 1,0000 com intervalo de confiança de 95%,

Na busca de analisar de forma mais profunda o gráfico apresentado na Figura 65, pode-se obter o gráfico da Figura 66, que representa as suas curvas de contorno do parabolóide obtido no ajuste de curva. A partir da interpretação do espectro de

cores da superfície cônica, verifica-se que das vinte e seis medidas de velocidades de propagação ultrassônica nas peças de concreto da Ponte sobre o Rio do Carmo, que viabilizaram a estimativa do módulo de elasticidade e, conseqüentemente, da resistência do concreto (Tabela 15), dezessete delas correspondem a valores de resistência numa faixa de 12,86 a 16,78 MPa, com faixas respectivamente para velocidade de propagação e módulo de elasticidade estimado de, 2273 a 3087 m/s e 10,96 a 23,66 GPa. Diante do exposto entende-se que a resistência a compressão estimada do concreto para um valor de 15,17 Mpa, é coerente e aceitável.

Quanto aos demais pontos que estão discrepantes dessa faixa, eles podem ser justificados pelas hipóteses de variações de medidas deste ensaio, que já discutidas nesta seção. A Figura 66 ilustra as curvas de contorno do parabolóide de ajuste.

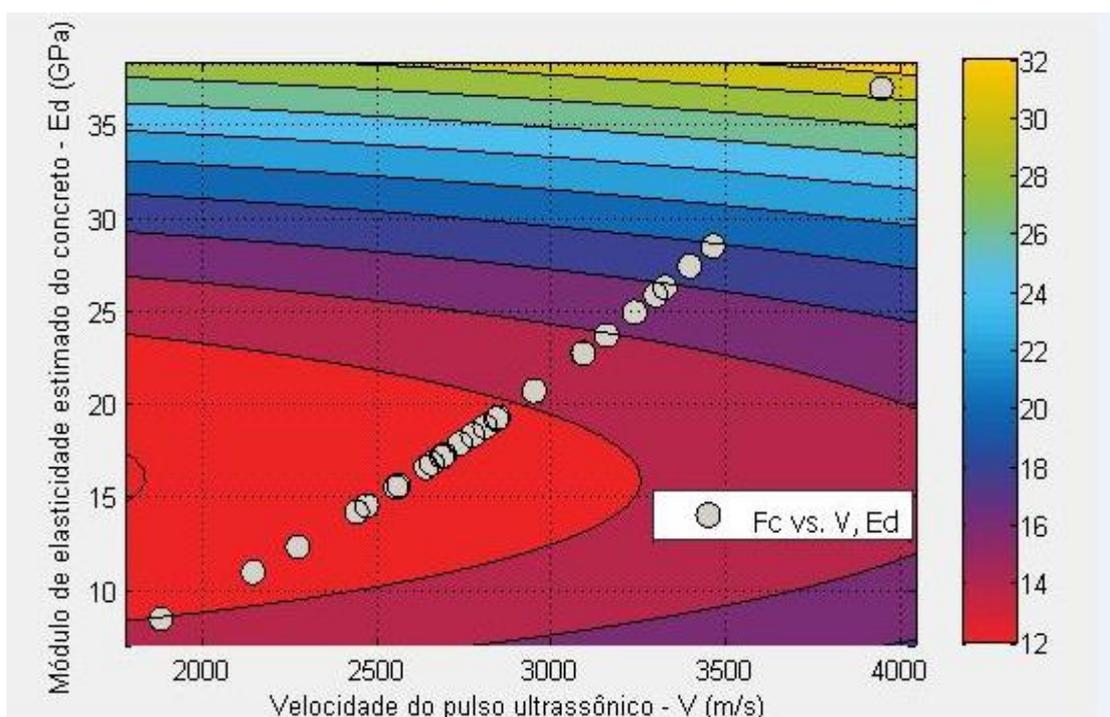


Figura 66: Curvas de contorno do parabolóide de ajuste – Fonte: Autor (2015).

Ao refazer a média da Tabela 15 com esses 17 pontos tem-se uma velocidade de propagação ultrassônica no concreto de 2711 m/s, desvio padrão de 219 m/s e coeficiente de variação de 8,08%. Quanto ao módulo de elasticidade dinâmico, obtiveram-se média de 17,60 GPa, desvio padrão de 2,83 GPa e coeficiente de variação de 16,07%. Esses valores estão fora para faixa de precisão admissível

estipulada por Bungey, Millard e Grantham (2006), que seriam de 2,5% para a velocidade de ultrassom e de 10% para o módulo de elasticidade dinâmico. Conforme foi mencionado, esta diferença pode ser justificada pelos fatores condicionantes citados nesta seção na interferência dos resultados.

Já para a resistência à compressão, tem-se um valor de 13,51 MPa, desvio padrão de 0,78 MPa e coeficiente de variação de 5,77%, que segundo Bungey, Millard e Grantham (2006), pode-se admitir 20% de erro para estimativa da resistência do concreto. Valor que se enquadra nos padrões tecnológicos da época de sua dosagem, que remetem a menores f_{ck} resultando em concretos mais porosos, potencializando assim o surgimento de manifestações patológicas.

Por fim, para uma velocidade média de propagação ultrassônica de 2711 m/s, pode-se dizer que o concreto da Ponte sobre o Rio do Carmo apresenta qualidade regular considerando os aspectos presentes na Tabela 7 (QASRAWI, 2000).

4.3.5 Ensaio de esclerometria

Neste ensaio, conforme os procedimentos descritos na seção 3.2.5, foram avaliadas a dureza superficial do concreto de algumas peças estruturais da Ponte sobre o Rio do Carmo. Para tanto, foram ensaiadas duas vigas de contraventamento (A) e (B), dois blocos de coroamento e dois pilares vinculados à mesoestrutura 2, de acordo com a Figura 47.

Para Mehta e Monteiro (2008), a esclerometria fornece resultados que estão diretamente relacionados com a uniformidade do concreto endurecido *in loco*, podendo-se estimar a resistência à compressão, sendo esta uma técnica não destrutiva, simples, rápida e barata.

A Tabela 16 ilustra os valores médios dos índices esclerométricos ou de reflexão, provenientes da repercussão do martelo de Schmidt na superfície do concreto para os elementos das estruturas analisadas.

Para a interpretação destes resultados foram utilizadas ferramentas estatísticas como média, desvio padrão e coeficientes de variação, como forma de qualificar as variáveis envolvidas neste ensaio.

Tabela 16: Resultados do ensaio de esclerometria nas peças estruturais da ponte.

Elementos	Média dos coeficientes de reflexão	Desvio padrão	Coefficiente de variação (%)
Blocos de coroamento			
Malha 01	63,9	2,9	4,54
Malha 02	65,6	2,6	3,96
Malha 03	61,0	3,4	5,57
Malha 04	60,9	2,3	3,78
Pilares			
Malha 01	71,7	3,4	4,74
Malha 02	71,5	2,4	3,36
Vigas de contraventamento			
Malha 01	70,3	2,5	3,56
Malha 02	71,8	1,5	2,09
Malha 03	73,1	2,8	3,83
Malha 04	67,8	1,2	1,77
Malha 05	72,9	1,5	2,06
Malha 06	73,7	2,1	2,85
Laje			
Malha 01	71,4	1,6	2,24
Malha 02	68,5	1,1	1,61
Malha 03	71,6	2,0	2,79

Elementos	Média dos coeficientes de reflexão	Desvio padrão	Coefficiente de variação (%)
Malha 04	60,8	2,8	4,60
Malha 05	71,8	1,5	2,09

Fonte: Autor (2015).

Da análise da Tabela 16, pode-se constatar que os índices de reflexão resultantes das malhas ensaiadas, apresentaram valores bastante altos. Estes resultados indicam a estimativa de resistência à compressão do concreto numa faixa de 41 a 80 Mpa. Tais valores são discrepantes e incoerentes com a tecnologia de dosagem de concretos da década de 70.

Diante do exposto, pode-se concluir que o fato de ser um concreto com seixo rolado, inviabiliza a medição por esclerometria, devido a calibração do próprio aparelho ter sido realizada em concretos produzidos com outros agregados convencionais. No entanto, o próprio manual da PROCEQ permite aplicações deste em ensaio em estruturas de concreto mais antigas (idade superior aos 28 dias) e em que não se tem informações da mistura utilizadas, por meio da configuração *lower 10th percentile curve*.

Portanto, para este estudo, a estimativa da resistência do concreto não foi satisfatória. Com efeito da consideração de que o rebote é um número que traduz as condições superficiais do concreto (QASRAWI, 2000), as quais são sensíveis a carbonatação, posição do martelo, estado da superfície, umidade do concreto, tamanho e rigidez da peça, concentração de agregado graúdo na superfície do concreto (MESEGUER, CABRÉ & PORTERO, 2011; BREYSSE, 2012).

Na busca de justificar esses valores altos de resistência à compressão, nesta camada de cobertura, entende-se que a alta taxa de seixo rolado de grande dimensão na superfície do concreto, pode ter sido preponderante para a confirmação destes resultados. Embora, os índices esclerométricos tenham sido elevados, a Tabela 16, apresenta em quase todas as malhas medidas, pequenos valores de desvio padrão, exceto nos blocos de coroamento que, em relação a amostra,

verificaram-se valores menores. Valores justificados devido a superfície circular e irregular devido as falhas de concretagem presentes.

Por fim, de forma geral, pode-se ter referência quanto a qualidade e homogeneidade do concreto quanto a média dos índices de reflexão. Pois, dentro da amostra obtiveram-se coeficientes de variação de 1,61 a 5,57%, que segundo a norma britânica BS 1881: *Part 202* (1986), concretos que apresentam coeficientes de variação em um intervalo de 2 a 15%, podem ser considerados homogêneos e de boa qualidade.

4.4 Aplicação das metodologias de inspeção DNIT e GDE/UnB

Nesta seção serão abordados os resultados referentes as aplicações das metodologias de inspeção do DNIT e do GDE/UnB, conforme foram propostas na seção 3.3. Ao final, será discutido um comparativo entre ambas metodologias, bem como nas variações propostas dentro da metodologia GDE/UnB como citado no início deste Capítulo e na seção 3.3. Estes resultados são embasados nas inspeções realizadas entre os meses de agosto de 2014 e maio de 2015, representando uma extensão da seção 4.2, como forma de obter-se um resultado quantitativo do estado de deterioração da estrutura.

4.4.1 Norma DNIT 010/2004

Para a utilização da metodologia proposta na norma DNIT 010/2004, foram aplicados as fichas de inspeção disposta no Anexo B e a interpretação de seus resultados de acordo com o Anexo C, respectivamente, presentes na Figura 26 e na Tabela 2 da seção 2.5.2, onde são fixados os procedimentos de inspeção de pontes e viadutos de concreto armado e protendido. Na aplicação do Anexo B, tem-se a Tabela 17 com os seguintes resultados:

Tabela 17: Aplicação do Anexo B da norma DNIT 010/2004 na avaliação de deterioração da estrutura da Ponte sobre o Rio do Carmo.

NORMA DNIT 010/2004		
Lajes		<ul style="list-style-type: none"> - Existem regiões de deslocamentos de concreto ao longos dos vãos inferiores da laje; - Em regiões onde há deslocamentos de concreto, as armaduras estão expostas e bastante oxidadas (corrosão ativa) e perda de seção das barras, visíveis ao olho humano; - Possui algumas regiões com grande incidência de manchas de umidade, oriundas de um sistema drenagem danificando e ineficiente, sem direcionamento de fluxo; - Possui a incidências de algumas fissuras;
Nota técnica	3 (Boa aparentemente)	<ul style="list-style-type: none"> - Concreto de baixa qualidade e, em algumas, áreas de baixa aderência ao aço devido ao deslocamento; - Cobrimento insuficiente em áreas consideráveis; - Grande incidência de concreto desagregado.
Vigamento principal		<ul style="list-style-type: none"> - Devido a estrutura da ponte ser dotada de seção por caixão celular, não é visível e nem se pode afirmar se existe vigamento principal.
Nota técnica	X (Sem avaliação)	
Mesoestrutura		<ul style="list-style-type: none"> - Em regiões onde há deslocamentos de concreto, as armaduras estão expostas e bastante oxidadas (corrosão ativa) e perda de seção das barras, visíveis ao olho humano; - Grande incidência de concreto desagregado; - Possui incidências de algumas fissuras; - Aparelho de apoio visivelmente desgastado; - Concreto de baixa qualidade em pequenas áreas de baixa aderência ao aço devido ao deslocamento; - Cobrimento insuficiente em pequenas áreas; - Sem desaprumo visível ou aparente; - Sem deslocabilidade dos pilares visível ou aparente.
Nota técnica	3 (Boa aparentemente)	
Infraestrutura		<ul style="list-style-type: none"> - Sem recalque visível ou aparente; - Sem deslocamento visível ou aparente; - Média incidência da erosão do terreno da fundação; - Não há estacas desenterradas, pois a fundação profunda é do tipo tubulão.
Nota técnica	4 (Boa)	

NORMA DNIT 010/2004	
Pista / Acesso	<ul style="list-style-type: none"> - Poucas irregularidades no pavimento da pista de rolagem; - Juntas de dilatação com pequenas obstruções do material elástico devido a abrasão e com baixíssimas incidências de umidade; - Acesso versus ponte com degrau não acentuado e sem problemas de concordância. No entanto, não estrutura de guarda-rodas e guarda-corpo adequados; - Sem informações sobre relatos de acidentes frequentes com veículos.
Nota técnica	4 (Boa)
NOTA TÉCNICA DA PONTE	
3 (Boa aparentemente)	

Fonte: Autor (2015).

Da Tabela 17 pode-se interpretar que, de forma geral, dentro dos elementos que a norma DNIT 010/2004 avalia, 50% dos elementos válidos tiveram notas técnicas iguais a 3, o que qualifica-os como tendo “boa aparentemente” condições de estabilidade da obra, diante das condições atuais. Quanto aos danos, há confirmação de que eles existem e podem gerar algum tipo de insuficiência estrutural, mas não há sinais de comprometimento quanto a estabilidade da obra.

Quanto aos outros 50% dos elementos válidos, estes tiveram notas técnicas iguais a 4, o que caracteriza “boas condições” de estabilidade. Representam a existência de danos, mas não geram sinais que indicam insuficiência estrutural.

Para as ações corretivas, os elementos que possuem nota técnica 3, indicam que a recuperação pode ser postergada, devendo-se porém, colocar o problema em observação sistemática. Quanto aos elementos que possuem nota técnica 4, a norma DNIT 010/2004 indica que não há nada a fazer, apenas serviços de manutenção.

Ainda pode-se mencionar observando os dados da Tabela 17 que, os elementos referentes ao vigamento principal não tiveram avaliação. Tal fato se justifica por não haver longarinas como elemento estrutural constituinte da ponte, conforme discutido na seção 4.1.

Desta forma, como prescreve a norma DNIT 010/2004, a nota técnica final da ponte foi igual 3. Com isto, pode-se classificar a Ponte do Rio Carmo, segundo a norma DNIT 010/2004, quanto as condições de estabilidade como “Boa aparentemente”. Embora, ela seja enquadrada pela atribuição desta nota técnica

como sendo uma obra “Potencialmente problemática”, a qual recomenda-se acompanhar a evolução dos problemas através de inspeções rotineiras, a fim de detectar, em tempo hábil, um eventual agravamento de insuficiência estrutural.

4.4.2 Metodologia GDE/UnB

De acordo com as discussões abordadas na seção 4.2, em que se faz referência as manifestações patológicas encontradas nos elementos da ponte os quais foram inspecionados e da seção 4.3 a partir das interpretações dos ensaios não destrutivos realizados, foi possível construir as composições que incorporam o cálculo de deterioração da estrutura, de acordo com a metodologia GDE/UnB, proposta na seção 3.3 embasadas na seção 2.5.1.

A partir desta combinação, pôde-se chegar a valores numéricos que quantificam e classificam a estrutura de forma minuciosa e global, através de seus elementos e por meio dos arranjos desses elementos em famílias, respectivamente.

Para tanto, na análise destes resultados, serão discutidos a aplicação da metodologia GDE/UnB, seguindo-se a sequência:

- ✓ Grau do dano dos elementos;
- ✓ Grau do dano das famílias;
- ✓ Grau de deterioração global da estrutura (GDE).

As composições de cada elemento estrutural avaliado, no tocante a catalogação das manifestações patológicas presentes ressaltadas por fatores de ponderação singulares e medidas por fatores de intensidade, estão ilustradas em tabelas no Anexo (A1).

4.4.2.1 Grau do dano dos elementos

Conforme a Tabela 10 da seção 3.3, os elementos avaliados são aqueles que fazem parte do arranjo das famílias denominadas em “FR” e das “famílias divididas”. Para cada elemento avaliado, foram listadas as manifestações patológicas presentes e, a partir delas, como a própria metodologia GDE/UnB propõem em suas

reformulações utilizadas nesta pesquisa, existe um fator de ponderação intrínseco, o qual desempenha a relevância do dano dentro do cálculo de deterioração do elemento.

Para acentuar o dano de cada manifestação patológica presente, impõem-se fatores de intensidades como forma de sua ponderação, os quais em uma parte das composições foram utilizados fielmente com as reformulações supracitadas e, em outra parte, utilizadas de acordo com a adaptação desses fatores propostos nesta pesquisa, no sentido de melhor adequá-los para pontes, ilustrada na Tabela 8.

Os gráficos das Figuras 67, 68 e 69 ilustram a quantificação dos danos dos elementos sobrepostos de acordo com os fatores ponderação e de intensidade da reformulações supracitadas, em Fonseca (2007) / Euqeres (2011), bem como utilizando adaptações propostas apenas dos fatores de intensidade, conforme mencionado.

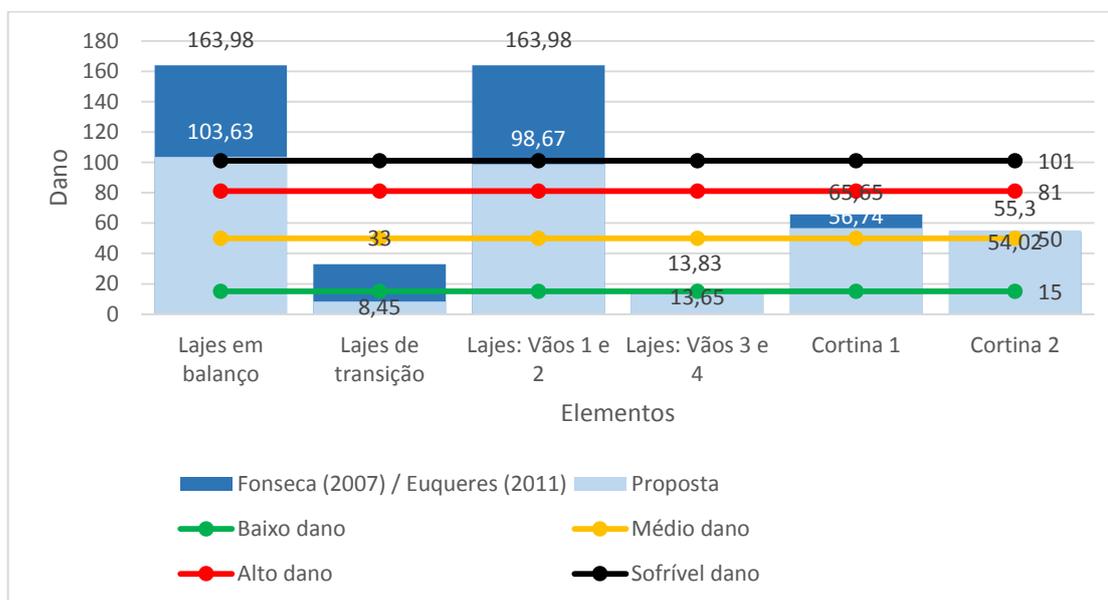


Figura 67: Grau do dano dos elementos da superestrutura – Fonte: Autor (2015).

Da análise do gráfico da Figura 67, pode-se constatar o reflexo das discussões realizadas na seção 4.2.1, pois, dos elementos constituintes da superestrutura, os mais deteriorados são os balanços da laje superior e as lajes dos vão internos 1 e 2. Esses apresentam classificação de deterioração em nível “Crítico” para as

composições de acordo com Fonseca (2007) e Euqueres (2011), e “Crítico” e “Sofrível”, respectivamente, para as composições em que foram inseridas as adaptações dos fatores de relevância nesta pesquisa. Obtendo-se assim, uma redução considerável de 36,80% para os balanços da laje superior e de 39,83%, para as lajes inferiores dos vãos internos 1 e 2. Com Observa-se que, mesmo tendo uma redução considerável, não se pôde diminuir o estado de deterioração dos balanços da laje superior para “Sofrível”, porém, há uma na diminuição do GDE global da estrutura.

Para os demais elementos, obtiveram-se níveis “Altos” (cortinas) e “Baixo” a “Médio” para as demais lajes. Isso evidencia que, para quase todos esses elementos, não houve uma redução consideravelmente significativa em relação aos elementos discutidos no parágrafo anterior, exceto, a grande redução encontrada nas lajes de transição em cerca de 74,40%.

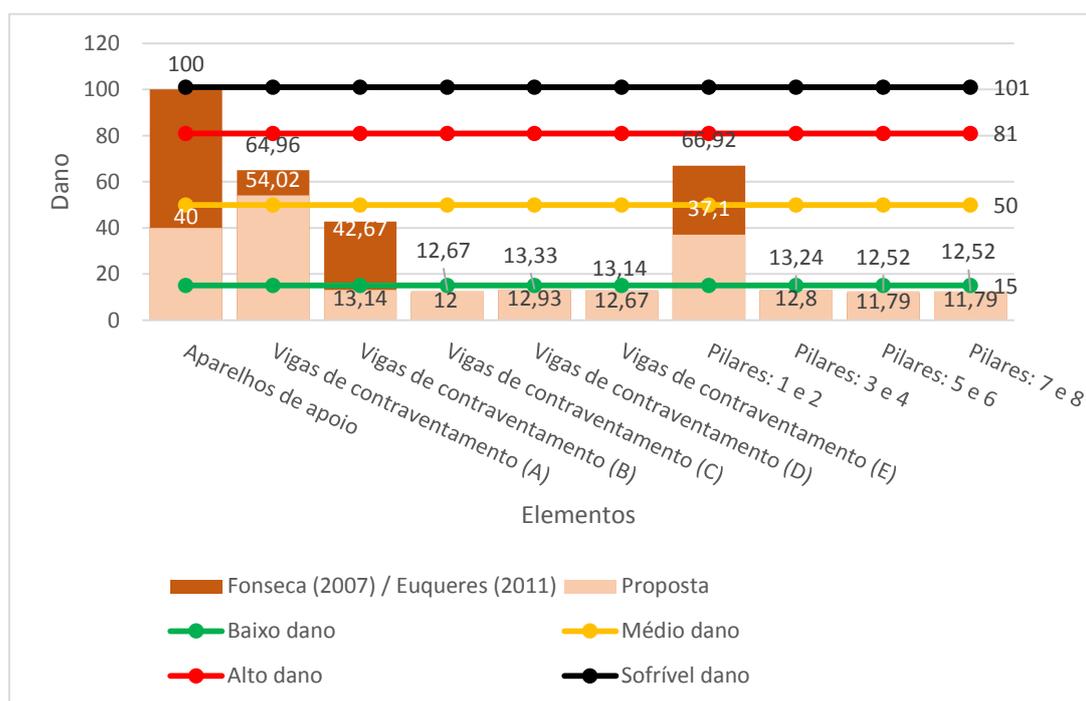


Figura 68: Grau do dano dos elementos da mesoestrutura – Fonte: Autor (2015).

Dos resultados apresentados no gráfico da Figura 68, pode-se verificar que, de forma geral, a mesoestrutura encontra-se em bom estado de conservação. Cabe observar que, de todos os elementos avaliados, apenas os aparelhos de apoio, numa perspectiva mais conservadora de Fonseca (2007) e Euqueres (2011), quanto à

aplicação dos fatores de intensidade, encontra-se em nível “Sofrível”. Houve redução percentual de 60,00%, classificando em nível “Médio”, para as mudanças propostas.

Pode-se destacar também, as vigas de contraventamento (A) e (B) e os pilares 1 e 2, os quais tiveram danos “Altos” e “Médios” com reduções consideráveis de nas vigas de contraventamento (B) em 64,20% e nos pilares 1 e 2 em 44,60%.

Os demais elementos das mesoestrutura representados no gráfico da Figura 68, tiveram dano em níveis “Baixos” com reduções percentuais relativamente insignificantes, quanto a alteração dos fatores de intensidade. Esses resultados são reflexos das discussões realizadas na seção 4.2.2. Vale ressaltar que, as vigas de contraventamento e (A, B, C, D e E), fazem parte das mesosestruturas (1, 2, 3, 4, 5) respectivamente, ilustradas na Figura 47.

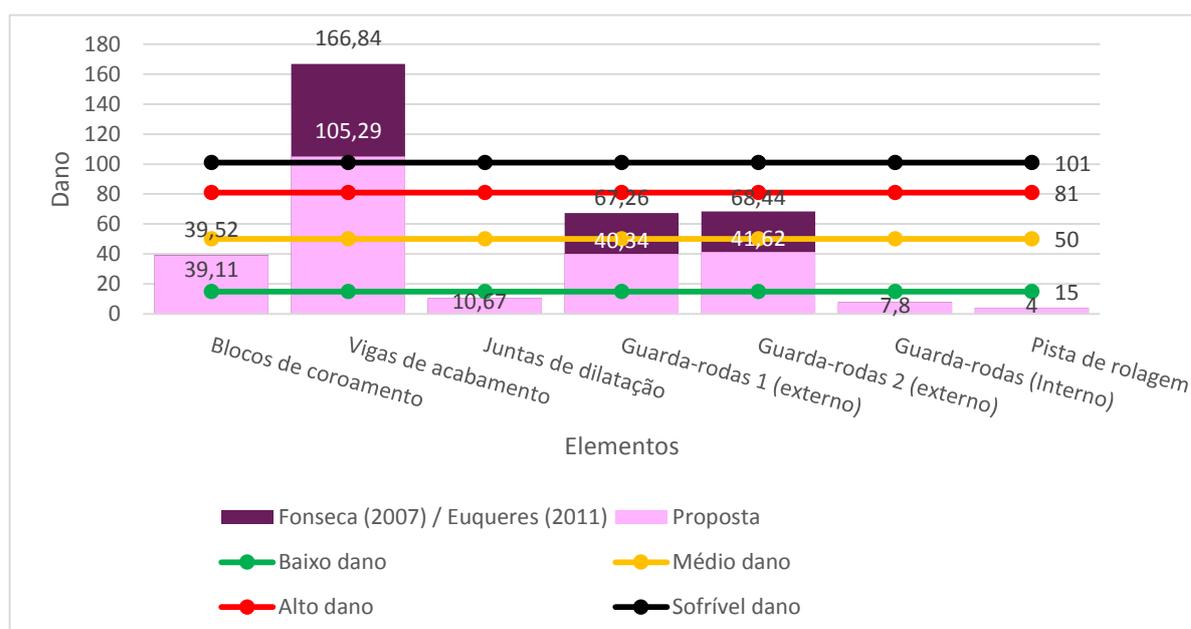


Figura 69: Grau do dano dos elementos da infraestrutura e outros elementos auxiliares – Fonte: Autor (2015).

No gráfico da Figura 69, pode-se verificar através da análise dos danos calculados, o bom estado da infraestrutura e de outros elementos respaldados nas seções 4.2.3 e 4.2.4. Isto a configura em níveis “Médios” e “Baixos” de deterioração.

Embora, os blocos de coroamento se classifiquem em nível “Médio” de deterioração, a diferença percentual entre as reformulações de Fonseca (2007) /

Euqueres (2011) com a adaptação proposta nesta pesquisa foi muito pequena, devido as leves manifestações presentes como falhas de concretagem, eflorescências, em que a maior delas se caracterizam pelas manchas de umidade as quais totalizam valores superiores a 50% da área da peça. Isto também se deve à falta de cobrimento e a conseqüente corrosão das armaduras, danos os quais, muitas vezes, elevam o valor do dano sofrido pelo elemento, na aplicação da metodologia.

Já para as vigas de acabamento ou de fachada, mesmo com a variação dos fatores de intensidade, não se pôde reduzir o nível do elemento de “Crítico” para “Sofrível”, pois elas estão bastante deslocadas, com as armaduras muito corroídas, além de apresentar perda de seção da armadura e eflorescências com formações de estalactites nos bordos, entre outras manifestações patológicas como menciona a seção 4.2.4. No entanto, pôde-se obter uma redução percentual considerável de 36,90%, a qual refletirá numa redução significativa do GDE global da estrutura, pois, junto aos balanços da laje superior e dos vãos internos 1 e 2, representam os elementos de maior estado de deterioração.

Após as análises do gráficos ilustrados nas Figuras 67, 68 e 69, pode-se confirmar que as alterações propostas no fatores de intensidade ajudaram a obter reduções significativas nos danos de muitos elementos que compõem a Ponte do Rio Carmo e, conseqüentemente no grau de deterioração global.

Esses resultados foram obtidos principalmente, devido as modificações propostas nos fatores de intensidade dos danos de cobrimento insuficiente, corrosão das armaduras, deslocamento e contaminação por cloretos. Levando em consideração a premissa original da metodologia GDE/UnB elaborada por Castro (1994), que classifica os fatores de intensidade de 0 a 4 (leve a crítico) – do que é consideravelmente grave. Bem como, que as considerações desses fatores para pontes devem ser bem mais ponderados devido as dimensões e robustez das peças constituintes e uma melhor especificação no que se refere a gradual escala dos fatores de intensidade para cada dano sofrido.

Desta forma, por exemplo, o que seria “ $F_i = 4$ - corrosão acentuada na armadura principal, com perda relevante de seção”, se adapta para “ $F_i = 3$ - grandes manchas e/ou fissuras de corrosão, com exposição de armaduras em pequenas ou médias áreas por deslocamentos”. Outro exemplo, seria a implementação de $F_i = 1$

para o dano de contaminação de íons cloreto que se refere a: “em elementos localizados em regiões salinas, sem que haja medições de profundidades em seus elementos estruturais. Apenas por inspeções visuais”. Como também, as especificações reformuladas para os demais fatores deste dano.

4.4.2.2 Grau do dano das famílias

Nesta pesquisa se propôs compor as famílias dos elementos da ponte de duas formas: uma agrupando os elementos com a mesmo fator de relevância segundo Euqeres (2011), em 5 famílias “Famílias FR”, e a outra tratando cada elemento da estrutura como sendo uma família. Com isso obtendo 10 famílias “Famílias divididas”. Este fato é mencionado na seção 3.3 e ilustrado na Tabela 10.

Os gráficos Figuras 70 e 71 ilustram a quantificação das famílias dos elementos sobrepostos de acordo com os fatores ponderação e de intensidade das reformulações supracitadas, Fonseca (2007) / Euqeres (2011), bem como utilizando adaptações propostas apenas dos fatores de intensidade, como mencionado.

Do gráfico da Figura 70, pode-se extrair que duas das cinco famílias, apresentam níveis de deterioração “sofrível”, as famílias FR1 e FR5. A família FR3 possui nível “Alto” enquanto FR2 (composta por pista de rolagem) possui nível “Baixo”. Já a família FR4, a qual contém os balanços da laje superior, os vãos interno 1 e 2 e as vigas de acabamento, como esperado apresenta maior grau de deterioração em nível “Crítico”.

Com a aplicação dos fatores de intensidade adaptados, percebe-se que há uma redução significativa na famílias da ordem de 7,10% a 62,80%. Ressalta-se que, essa diferença resultou em redução considerável no grau de deterioração global na composição dessas famílias de 127,27 a 88,53 qualificando numa redução nível de deterioração da estrutura de crítico a sofrível.

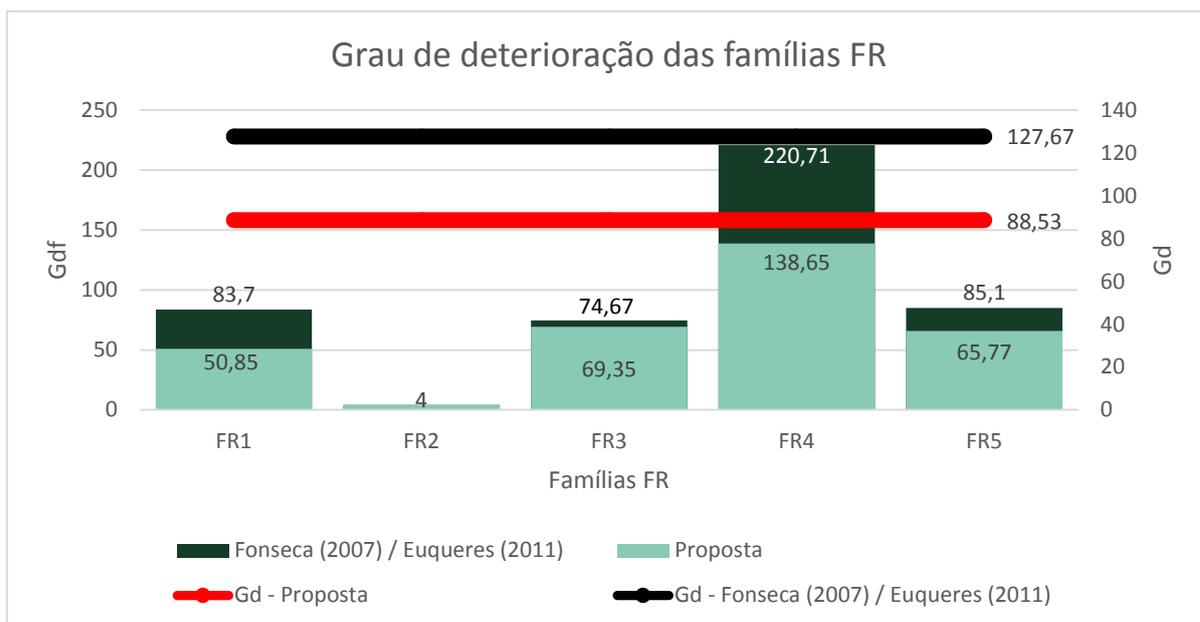


Figura 70: Grau de deterioração das famílias FR – Fonte: Autor (2015).

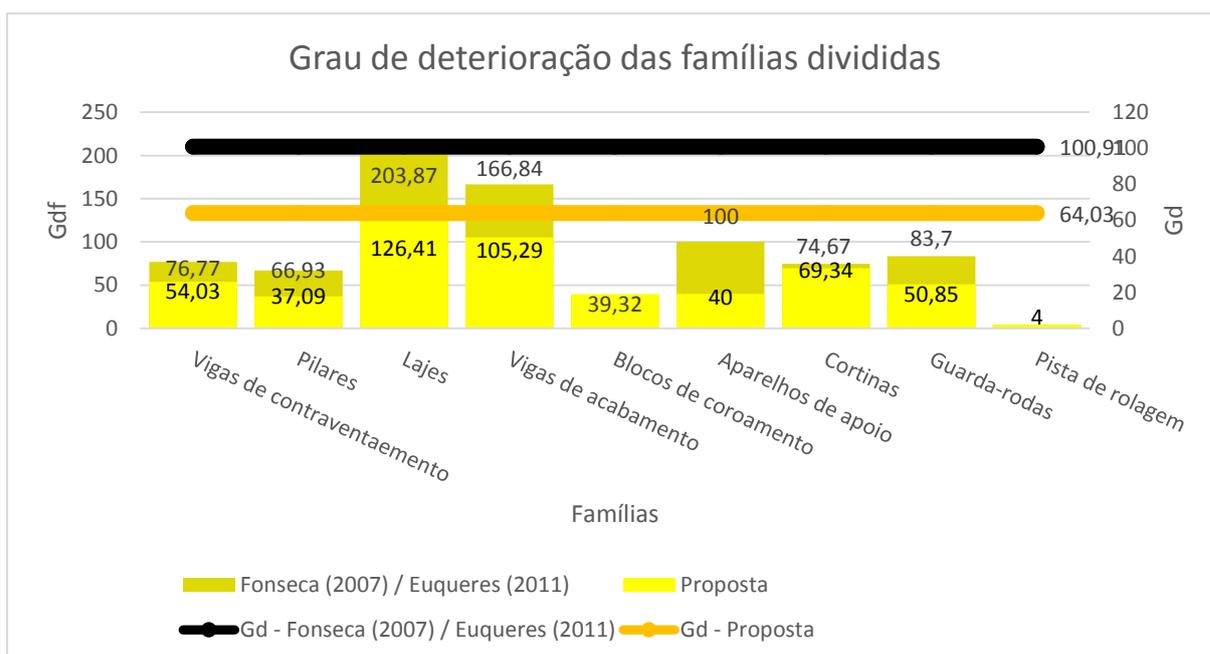


Figura 71: Grau de deterioração das famílias divididas – Fonte: Autor (2015).

Analisando o gráfico da Figura 71, pode-se observar a comprovação de que, diante dos danos apresentados em todos os elementos avaliados na composição das famílias, os balanços da laje superior, os vãos internos 1 e 2 e as vigas de acabamentos representam a porção mais deletéria da estrutura da ponte, juntamente com os aparelhos de apoio. Sendo que, para os três primeiros, mesmo com a proposta

de adaptação dos fatores de intensidade, não foi possível “melhorar” a qualidade das peças, rotulando-as em nível “Crítico”.

Em seguida, apresenta-se a análise feita dos guarda-rodas, das vigas de contraventamento, das cortinas e dos pilares com graus de deterioração “Alto”, em que apenas os pilares com a adaptação dos fatores de intensidade conseguiu reduzir o nível de deterioração para “Médio”.

Esses aspectos observados revelam que, o estado de deterioração da maioria dos elementos é de nível “Alto”, apresenta-se coerente com o estado global da estrutura.

Vale lembrar que os elementos que possuem danos inferiores a 15, como, juntas de dilatação, pista de rolagem e a porção interna dos guarda-rodas, não entraram do cálculo do Gd , conforme a metodologia GDE/UnB.

Por fim, em uma análise similar realizada no gráfico da Figura 71, pode-se verificar uma redução global considerável na composição das famílias de acordo com os fatores de intensidade presentes nas reformulações de Fonseca (2007) / Euqeres (2011), com aqueles propostos nesta pesquisa. Isso resulta numa redução do Gd de 100,91 (nível crítico) para 64,03 (nível alto), mostrando que a divisão em uma maior quantidade de famílias, confere melhor refinamento da aplicação da metodologia, devido a uma maior ponderação.

Tendo em vista que, as “Famílias FR”, além de ocuparem mais elementos agrupados, desencadeiam maior Gdf (equação 2.16 – seção 2.5.5.1), isto causa a minoração do denominador do cálculo do Gd (equação 2.17 – seção 2.5.1), totalizando o somatório dos fatores de relevância igual a 13. Por outro lado, com as “Famílias divididas”, esse valor se eleva para 30 e juntamente com a maior especificação proposta na Tabela 8 dos fatores de intensidade, proporciona este resultado.

O gráfico da Figura 72 ilustra os resultados das metodologias utilizadas, obtidos a partir das variações das famílias FR / Divididas com a aplicação dos fatores de ponderação das reformulações supracitadas e a proposta nesta pesquisa. Isto resulta em variações percentuais de 20,71% entre as famílias FR, utilizando o modelo por Fonseca (2007) e Euqeres (2011) sem alteração de nível de deterioração, ou seja, permanecendo em nível “Crítico”. Quanto as famílias divididas utilizando a

reformulação dos fatores de ponderação propostos no Tabela 8, houve redução de 27,67% com alteração do nível de deterioração de status “Sofrível” para “Alto”, o qual parece ser o mais compatível com a Ponte sobre o Rio do Carmo.

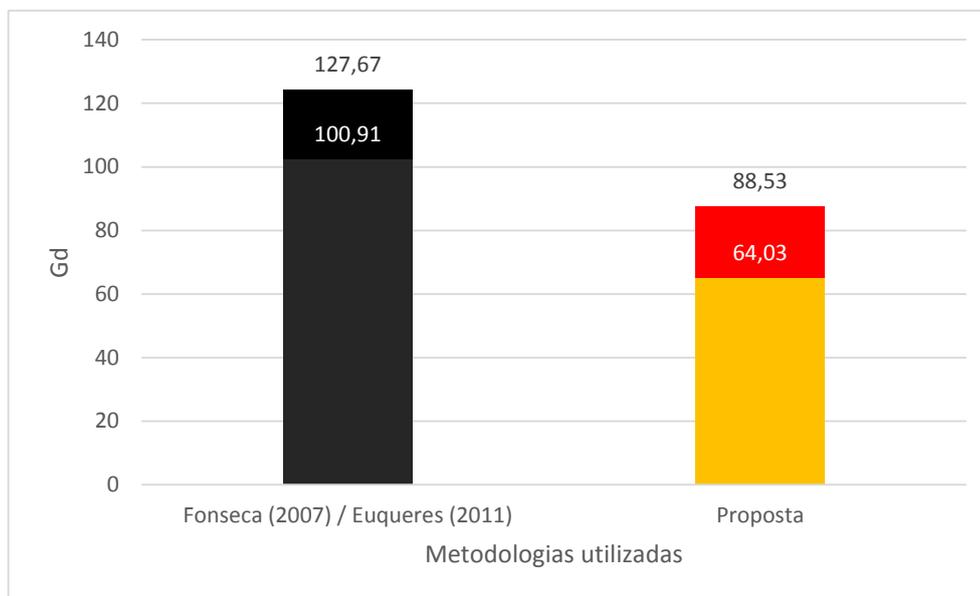


Figura 72: Grau de deterioração global da estrutura – Fonte: Autor (2015).

A Tabela 18 ilustra o resumo da aplicação da metodologia GDE/UnB, onde: VC (Vigas de Contraventamento), P (Pilares), L (Lajes), VF (Vigas de Fachada), B (Blocos de Coroamento), A.A (Aparelhos de Apoio), CORT (Cortinas), G.R (Guarda-Rodas) e PR (Pista de Rolagem).

Tabela 18: Resumo das aplicações das metodologias de inspeção.

CÁLCULO DO GRAU DE DETERIORAÇÃO DAS ESTRUTURAS – GDE				
Famílias FR / Fatores de Relevância				
Fator (FR): 1	Fator (FR): 2	Fator (FR): 3	Fator (FR): 4	Fator (FR): 5
1. Guarda-rodas.	1. Pista de rolagem. 2. Vigas de fachada.	1. Juntas de dilatação; 2. Cortinas.	1. Lajes; 2. Aparelhos de apoio; 3. Blocos de coroamento.	1. Vigas de contraventamento; 2. Pilares.

CÁLCULO DO GRAU DE DETERIORAÇÃO DAS ESTRITIRAS – GDE									
GRAU DE DETERIORAÇÃO DAS FAMÍLIAS – GDF – FONSECA (2007) / EUQUERES (2011)									
83,6993		4,0000		74,6730		220,7100		85,0957	
GRAU DE DETERIORAÇÃO DAS FAMÍLIAS – GDF – PROPOSTA									
50,8500		4,0000		69,3500		138,6500		65,7657	
GRAU DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA – GD									
127,670 (Crítico)				88,530 (Sofrível)				30,44	
FONSECA (2007) / EUQUERES (2011)				PROPOSTA				VARIAÇÃO PERCENTUAL (%)	
Famílias Divididas									
VC	P	L	VF	BC	A. A	CORT	G. R	PR	
GRAU DE DETERIORAÇÃO DAS FAMÍLIAS – GDF – FONSECA (2007) / EUQUERES (2011)									
76,77	66,93	203,97	166,84	39,53	100,00	74,67	83,7	4,00	
GRAU DE DETERIORAÇÃO DAS FAMÍLIAS – GDF – PROPOSTA									
54,03	37,09	126,41	105,29	39,32	40,00	69,34	50,85	4,00	
GRAU DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA – GD									
100,91 (Crítico)				64,03 (Alto)				36,55	
FONSECA (2007) / EUQUERES (2011)				PROPOSTA				VARIAÇÃO PERCENTUAL (%)	
VARIAÇÃO PERCENTUAL ENTRE AS FAMÍLIAS (%)									
FONSECA (2007) / EUQUERES (2011)					PROPOSTA				
20,71					27,67				

Fonte: Autor (2015).

Dos resultados discutidos na aplicação da metodologia GDE/UnB com as variações utilizadas nesta pesquisa, obteve-se que o grau de deterioração global da estrutura foi de 127,67 e 88,53 (famílias FR) e 100,91 e 64,03 (famílias divididas). Com isto, pode-se inferir que, o valor numérico que mais se adequa ao contexto atual da Ponte sobre o Rio do Carmo, é 64,03, composto de todos os elementos inspecionados como sendo cada um deles uma família, juntamente, com a aplicação dos fatores de intensidades alterados nesta pesquisa.

Desta forma, pode-se classificar a ponte, segundo a metodologia GDE/UnB, como uma estrutura de nível de deterioração “Alto”, pois o *Gd* está compreendido na faixa entre 50-81.

Diante deste resultado encontrado, conforme foi descrito na seção 2.5.1, no processo de recuperação da estrutura, deve-se se realizar ações no que se concerne a definição de prazo/natureza para inspeção especializada detalhada. Planejar intervenção em curto prazo (máximo 18 meses), conforme a Tabela 1 e as

adequações de Euqeres (2011) apresentadas na seção 2.5.1. E, para este valor, segundo a Tabela 9, o prazo máximo proposto nesta pesquisa para as pontes seria de, 2 anos.

4.4.3 Norma DNIT 010/2004 versus Metodologia GDE/UnB

As seções 4.4.1 e 4.4.2 apresentaram os resultados referentes às metodologias de inspeção utilizadas nesta pesquisa, na busca do grau de deterioração no sentido de quantificar o estado de conservação da Ponte sobre o Rio do Carmo. Desta forma, pôde-se constatar ao longo deste trabalho que a forma de avaliar a estrutura segundo ambas metodologias, é bastante distinta, pois, enquanto a norma DNIT 010/2004 possui um *check-list* pré-definido com os elementos a serem avaliados, a metodologia GDE/UnB possui maior flexibilidade na escolha dos elementos a serem avaliados, bem como no agrupamento das famílias as quais irão compor o cálculo do *Gd*.

Na metodologia GDE/UnB há um maior número e especificidade de danos que podem ser catalogados a partir de uma tabela de danos, e a sua atribuição se dá por meio de uma tabela de intensidade, embora sejam necessárias melhores adaptações para estruturas de pontes; tendo em vista que, esta metodologia, inicialmente foi construída para aplicações em edificações, e não para obras de arte.

Quanto ao roteiro de cálculo utilizado na norma DNIT 010/2004, não existem valores que quantificam os danos e uma formulação final para calcular um valor que represente a deterioração da ponte, mas sim, a atribuição de notas técnicas de acordo com a identificação dos danos presentes, fato que evidencia ainda mais a qualificação do inspetor. Na metodologia GDE/UnB, há formulações embasadas, onde todos os elementos são calculados através dos danos presentes (manifestações patológicas) por fatores de ponderação, e acentuados por fatores de intensidade, que em um agrupamento de famílias ponderados por fatores de relevância estrutural, determinam um número de degradação global da estrutura.

Diante destas diferenças e dos resultados obtidos em escalas diferentes, houve a necessidade de se criar um artifício, com o objetivo de equiparar a nota técnica igual 3 com o valor mais adequado desta obra segundo a metodologia GDE/UnB, 64,03. Para tanto, observa-se que dentro da escala de notas técnicas que vão de 1 a 5, a

nota 3 obtida nas inspeções realizadas na ponte, por meio da norma DNIT 010/2004, representa 60,00% do nível máximo de deterioração que se pode obter.

Para a metodologia GDE/UnB, embora existam faixas que quantificam e classificam o *Gd*, não existe um valor máximo de deterioração global. Como o valor obtido foi de 64,03 que representa classificação de deterioração em nível “Alto”, compreendido na escala de 51-80, segundo Euqueres (2011). Esse valor representa 80,03% do valor máximo obtido nesta faixa de classificação.

Para valor encontrado neste caso, a metodologia GDE/UnB demonstrou-se maior acurácia em relação a norma DNIT 010/2004. Isto pode ser justificado pela maior especificidade e detalhes dos danos sofridos nos elementos avaliados através de uma formulação com maiores subsídios de avaliação. Como ilustra o gráfico da Figura 73:

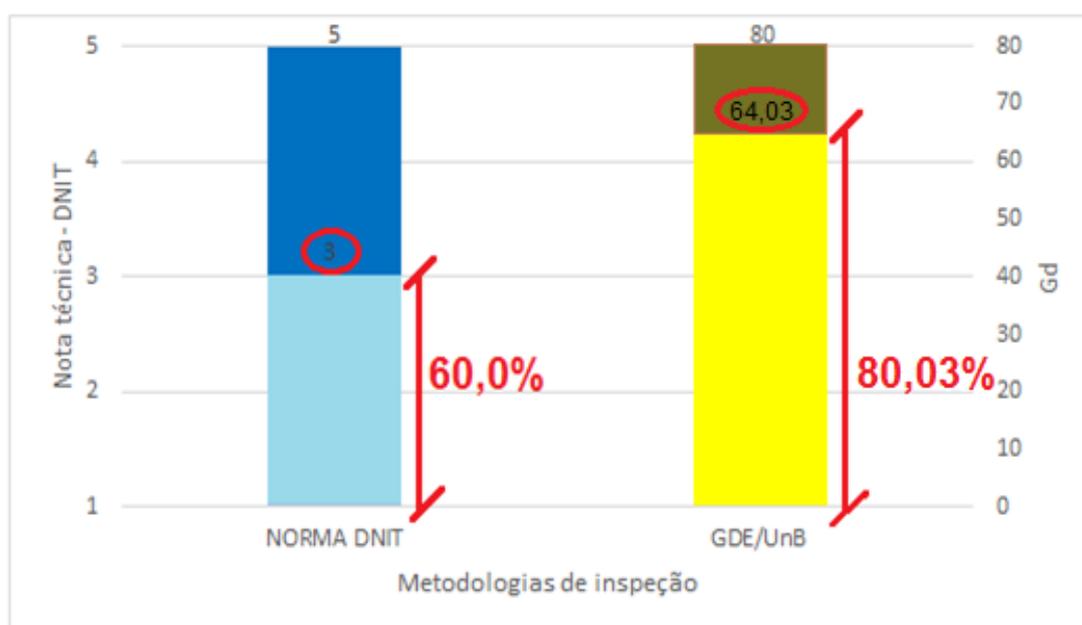


Figura 73: Relação de resultados entre as metodologias de inspeção – Fonte: Autor (2015).

CAPÍTULO 5

5 Conclusões

Diante do estudo realizado na Ponte sobre o Rio do Carmo nesta pesquisa, pôde-se obter as seguintes conclusões:

- As inspeções visuais realizadas *in loco* possibilitaram identificar diversas manifestações patológicas, onde as maiores incidências encontram-se em áreas com concreto deslocado e desagregado, manchas de eflorescência (até formações de estalactites), falhas de concretagem, exposição e corrosão das armaduras e fissuras. A maioria dessas manifestações, encontram-se na superestrutura; nas lajes inferiores dos vãos internos e em balanços da laje superior, bem como em dois de elementos mesoestruturais, os quais segundo indícios revelados tanto o ambiente agressivo do rio salino quanto as condições topográficas de drenagem do tabuleiro afetadas por um sistema disfuncional, podem ter potencializado os aparecimentos em cadeia das manifestações patológicas citadas, devido a penetração de umidade e de água por capilaridade nas peças.
- No ensaio de profundidade de carbonatação, foram verificadas pequenas profundidades nas três peças analisadas (sem chegar a profundidade do aço). Isto se deve a localização da obra em uma rodovia afastada de centros urbanos com indústrias que, geram uma atmosfera com altas concentrações de dióxido de carbono (CO₂) e, conseqüentemente, confere maiores taxas de difusão deste gás para o interior do concreto.
- No ensaio de presença de íons cloreto, pôde-se medir maiores profundidades, porém sem chegar a profundidade do aço. Este fato pode ser explicado devido a brisa da intermitência do rio, o qual teve seu caráter salino, que pode indicar a corrosão instalada nas armaduras da ponte, condicionadas em maior escala influenciado por íons cloreto.
- No ensaio de potencial de corrosão nas malhas onde possuem armaduras expostas, pôde-se verificar potenciais de corrosão entre -200 a -350 mV, fato que caracteriza estágio de probabilidade de corrosão de 10 a 90%.

Comprovada por uma análise estatística dos dados coletados, em que numa faixa de -150 a -250 mV há a probabilidade de se ter um potencial de corrosão medido entre 42,87% a 92,92%.

- No ensaio de velocidade de pulso ultrassônico, pôde-se medir velocidades de propagação bem próximas nas duas direções aplicadas. A partir dos valores obtidos, o valor de velocidade foi igual a 2711 m/s, o qual indica que o concreto possui qualidade “regular”. Também foi possível estimar o cálculo de módulo de elasticidade dinâmico e da resistência do concreto, obtendo média de 17,60 GPa com desvio padrão de 2,83 GPa e coeficiente de variação de 16,07%; e de 13,51 MPa para resistência média do concreto com desvio padrão de 0,78 MPa e coeficiente de variação de 5,77%.
- Da realização do ensaio de esclerometria, houve apenas a indicação da homogeneidade do concreto perante a coleta dos índices de reflexão junto às peças através do esclerômetro. Obtendo a amostra coeficientes de variação de 1,61 a 5,57%, que indicam homogeneidade e boa qualidade do concreto.
- Na aplicação da norma DNIT 010/2004, as notas variaram entre os elementos de 3 a 4, obtendo assim como nota global da ponte igual 3, que traduz como sendo uma obra a qual possui danos gerando alguma insuficiência estrutural, mas que não possui sinais de comprometimento da estabilidade da obra, com boas condições de estabilidade. Assim, a ação corretiva baseada na recuperação da obra pode ser postergada, devendo-se, porém, neste caso, colocar-se o problema em observação sistemática. Todavia, classificando-a como sendo uma estrutura potencialmente problemática, a qual recomenda-se acompanhar a evolução dos problemas através de inspeções rotineiras, para detectar, em tempo hábil, um eventual agravamento de insuficiência estrutural, segundo a norma DNIT 010/2004.
- Na aplicação da metodologia GDE/UnB, mediante as variações de cálculo utilizadas nesta pesquisa, resultou em reduções significativas do Gd entre essas simulações de 20,71 a 27,67%, as quais se adequam melhor às condições atuais da ponte, classificando uma estrutura de nível “Alto” de deterioração ($Gd = 64,03$) com ações a serem adotadas de acordo com a definição de prazo/natureza para inspeção especializada detalhada. Planejar intervenção em curto prazo (máximo 24 meses).

- Quanto ao comparativo entre ambas as metodologias utilizadas, pôde-se perceber que a norma DNIT 010/2004 se trata de uma inspeção preliminar condicionada à qualificação do engenheiro inspetor. No entanto, a norma prevê inspeções mais detalhadas para um melhor resultado. Já metodologia GDE/UnB, embora também de caráter preliminar e necessitando da qualificação do engenheiro inspetor, mostrou-se ter maior acurácia, diante da minúcia de seu cálculos devido as variações propostas nesta pesquisa em seu cálculo, retratando maior ajuste a realidade da ponte estudada.

CAPÍTULO 6

6 Sugestões para trabalhos futuros

De acordo com a realização desta pesquisa, tem-se a expectativa de que hajam contribuições para outros estudos relacionados à durabilidade das estruturas de concreto armado, principalmente no que se refere a pontes. Desta forma, em função do grande campo de pesquisa que envolve esta temática abordada, alguns temas são sugeridos como forma de continuidade deste trabalho:

- Avaliar as manifestações patológicas e a durabilidade em pontes com tecnologias de concretos distintas;
- Avaliar a durabilidade de pontes com tempos de utilização de diferentes através de ensaios tecnológicos;
- Avaliar a durabilidade de pontes através de ensaios de natureza não destrutiva e destrutiva;
- Complementar outras reformulações para os procedimentos de inspeção de pontes e viadutos de concreto armado da norma DNIT 010/2004;
- Corroborar os resultados obtidos a partir das variações da metodologia GDE/UnB aplicadas neste trabalho por meio de sua aplicação em um maior número de pontes, bem como acrescentar possíveis reformulações;
- Realizar a calibração da metodologia GDE/UnB seguindo as reformulações dos fatores de intensidade e distribuição dos elementos em famílias abordados nesta pesquisa, em subdivisões de pontes em macroestrutura, mesoestrutura ou infraestrutura; a fim de se desenvolver um levantamento estatístico com o objeto de obter maior adequação para as estruturas de pontes, através do refinamento da ponderação desses coeficientes.

Referências

ALTMANN, F.; MECHTCHERINE, V. (2013): Durability design strategies for new cementitious materials. *Cement and Concrete Research*, n. 54, p. 114-125.

AHMAD, S. (2003): Reinforcement corrosion in concrete structures, its monitoring and service life prediction – a review. *Cement and Concrete Composites*, n. 25, p. 459-471.

ASTM (2005) ACI 318. Building code requirements for structural concrete. Philadelphia.

ASTM C 876 Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete. Philadelphia.

ANDRADE, C. (1992): Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras. 1º ed., PINI, São Paulo, p. 104.

ANDRADE, C.; ALONSO, C. (2001): Measurements of corrosion rate of reinforcements. *Construction and Building Materials*. n. 15, p. 141-145.

ANDRADE, C.; ALONSO, C.; SARRIA, J. (2002): Corrosion rate evolution in concrete structure exposed to the atmosphere. *Cement and Concrete Composites*. n. 24, p. 55-64.

ANN, K. Y. *et al.* (2010) Service life prediction of a concrete bridge structure subject to carbonation. *Construction and Building Materials*, n. 24, p. 1494-1501.

ARAÚJO, A.; PANOSSIAN, Z. (2010) Durabilidade de estruturas de concreto em ambiente marinho: Estudo de caso. INTERCORR, ABRACO.

ABNT (2014) NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro.

ABNT (1995) NBR 7584 – Avaliação da dureza superficial: Ensaio com esclerômetro de reflexão. Rio de Janeiro.

ABNT (1994) NBR 8802 – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro.

BARIN, D. S. (2008) Carbonatação e absorção capilar em concretos de cimento Portland branco com altos teores de adição de escória de alto forno e ativador químico. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 171 p.

BARLUENGA, G; HERNÁNDEZ-OLIVERES, F. (2010): Self-levelling cement mortar containing grounded slate from quarrying waste. *Construction and Building Materials*, n. 24, p. 1601-1607.

BAUTZ *et al.* (2014) Análise da qualidade do concreto em pilares de viadutos por meio de ensaios não destrutivos para fins de reabilitação. 1º Congresso Brasileiro de Patologia das Construções. Foz do Iguaçu.

BOLDO, P. (2002) Avaliação quantitativa de estruturas de concreto armado de edificações no âmbito do Exército Brasileiro. Dissertação (Mestrado), Universidade de Brasília, Brasília, 295 p.

BRASIL. Departamento Nacional de Infra-estrutura e Transportes (2010): Manual de recuperação de pontes e viadutos rodoviários. IPR -744, Rio de Janeiro, p. 161.

BREYSSE, D. (2012): Nondestructive evaluation of concrete strength: Na historical review and new perspective by combining NDT methods. *Construction and Building Materials*, n. 33, p. 139-163.

BRITISH STANDARD. BS 1881: Part 202. Testing concrete: Recommendations for surface hardness testing by rebound hammer. London, British standards institution, 1986.

BUNGEY, J. H.; MILLARD, S. G.; GRANTHAM, M. G. (2006): Testing of concrete in structures. 4 ed., Chapman e Hall, New York, p. 310.

CABRERA, O. A.; TRAVERSA, L. P; ORTEGA, N.F. (2010) Corrosión del acero em vigas con diferentes tipos de agregados finos. VI Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas – CINPAR.

CAMACHO, J. B. *et al.* (2014): The influence of ion chloride on concretes made with sulfate-resistant cements and mineral admixtures. *Construction and Building Materials*, n. 70, p. 483-493.

CAMPOS, P. G. S. (2012) Betões Eco-Eficientes com Elevados Teores de Adições Mineraias. Dissertação (Mestrado), Universidade do Minho, Braga, 94 p.

CÁNOVAS, M. F. (1988): Patologia e terapia do concreto armado. Pini, São Paulo, p. 522.

CASTRO, E. K. (1994) Desenvolvimento de metodologia para manutenção de estruturas de concreto armado. Dissertação (Mestrado), Universidade de Brasília, Brasília, 129 p.

CASTRO, P.; VÉLEVA, L.; BALACÁN, M. (1997) Corrosion of reinforced concrete in a tropical marine environment and in accelerated tests. *Construction and Building Materials*, vol. 11, n. 2, p. 75-81.

COSTA, A.; APPLETON, J. (2002): Case studies of concrete deterioration in a marine environment in Portugal. *Cement and Concrete Composites*, n. 24, p. 169-179.

COUTINHO, M. J. A. R. S. (2005): Melhoria da durabilidade dos betões por tratamento da cofragem. 1º ed, FEUP EDIÇÕES, Porto, p. 444.

CRAUSS, C. (2010) Penetração de cloretos em concretos com diferentes tipos de cimentos submetidos a tratamento superficial. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 99 p.

DANGLA, P.; DRIDI, W. (2009): Rebar corrosion in carbonated concrete exposed to variable humidity conditions. Interpretation of Tuutti's curve. *Corrosion Science*. n. 51, p. 1747-1756.

DNIT (2004a) 010 – PRO Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido – procedimento. Rio de Janeiro.

EL MAADDAWY, T.; SOUDKI, K. (2007): A model for prediction of time from corrosion initiation to corrosion cracking. *Cement and Concrete Composites*, n. 29, p. 168-175.

EUQUERES, P. (2011) Metodologia de inspeção em estruturas de pontes de concreto armado. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 168 p.

FARRAPO *et al.* (2013) Análise das manifestações patológicas apresentadas na ponte sobre o Rio Acaraú, Sobral – CE. IX Congresso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras – CINPAR. João Pessoa.

FIGUEIREDO, E. P.; MEIRA, G. (2013): Corrosión de armaduras de estructuras de hormigón. Boletim Técnico ALCONPAT BT 06, Mérida, p. 28.

FONSECA, R. P. (2007) A estrutura do Instituto Central de Ciências: Aspectos históricos, científicos e tecnológicos de projeto, execução, intervenções e propostas de manutenção. Dissertação (Mestrado), Universidade de Brasília, Brasília, 213 p.

FRANÇA, C. B. (2011) Avaliação de cloretos livres em concretos pelo método de aspersão de solução de nitrato de prata. Dissertação (Mestrado), Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 85 p.

GIOVANNETTI, A. C.; PINTO, R. C. A. (2014) Avaliação da condição de um ponte – Estudo de caso. VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro.

GONÇALVES, M. O. (2011) Marquises de concreto armado da cidade de Viçosa – MG: Manifestações patológicas, inspeção e avaliação de grau de deterioração. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 183 p.

HELENE, P. R. L. (1993) Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado. Tese (Livre docência), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 231 p.

HELENE, P. R. L. (2001) Introdução da vida útil de projeto das estruturas de concreto. WORKDUR, ITA, São José dos Campos, p. 58-94.

KAZMIERCZAK, C. S. (1995) Contribuição para análise da eficiência de películas aplicadas sobre estruturas de concreto armado com o objetivo de proteção contra carbonatação. Tese (Doutorado), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 168 p.

KÖLIÖ *et al.* (2014): Possibilities to validate design models for corrosion in carbonated concrete using condition assessment data. Engineering Structures, n. 75, p. 539-549.

LANER, F. J. (2001) Manifestações patológicas nos viadutos, pontes e passarelas do município de Porto Alegre. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 145 p.

LEONHARDT, F. (1979): Construções de concreto: princípios básicos das construções de pontes de concreto. 1ª ed., vol. 6, Interciência, Rio de Janeiro, p. 241.

LEVY, S. M. (2001) Contribuição ao estudo de durabilidade de concretos, produzidos com resíduos de concreto e alvenaria. Tese (Doutorado), Universidade de São Paulo, São Paulo, 208 p.

LNEC (1993) E 391 Betões: Determinação da resistência à carbonatação. Lisboa.

LOPES, B. A. R. (1998) Sistema de manutenção predial para grandes estoques de edifícios: estudo para inclusão do componente “Estrutura de Concreto”. Dissertação (Mestrado), Universidade de Brasília, Brasília, 150 p.

MARCHETTI, OSVALDEMAR. (2008): Pontes de concreto armado. Edgard Blucher, São Paulo, 2008, p. 237.

MARCONDES, C. G. N. (2012) Adição de nanotubos de carbono em concretos de cimento Portland – absorção, permeabilidade, penetração de cloretos e propriedades mecânicas. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 130 p.

MAZER, W.; MACIOSKI, G.; SOTO, N. T. A. (2014) Penetração de íons cloreto em estruturas de concreto. 1º Encontro Luso-Brasileiro de Degradação em Estruturas de Concreto Armado.

MEDEIROS, M. H. F. *et al.* (2010) Influência da altura da edificação na penetração de cloretos: Estudo de caso em obra no Rio de Janeiro - Brasil. VI Congresso Internacional sobre Patología e Recuperación de Estructuras – CINPAR.

MEHTA, P. K; MONTEIRO, P. J. M. (2008): Concreto: microestrutura, propriedades e materiais. 3º ed., IBRACON, São Paulo, p. 674.

MEIRA, G. R. *et al.* (2014): Analysis of chloride threshold from laboratory and field experiments in marine atmospheres zone. Construction and Building Materials, n. 55, p. 289-298.

MENDES, L. C. (2003): Pontes. EdUFF, Niterói, p. 460.

MENDES, L. C. *et al.* (2010) Pontes em concreto armado em meios de elevada agressividade ambiental. VI Congresso Internacional sobre Patología e Recuperación de Estructuras – CINPAR. Cordoba.

MENDES, P. T. C., MOREIRA, M. L. T., & PIMENTA, P. M., (2012) Pontes de concreto armado: efeitos da corrosão e da variação do módulo de elasticidade do concreto. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, vol. 5, n. 3. São Paulo.

MENDONÇA, J. A. F. *et al.* (2014) Avaliação da estrutura do estádio Manuel Leonardo Nogueira, em Mossoró/RN, por meio da metodologia GDE/UnB. Anais do 56º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. Natal.

MESEGUER, A. G.; CABRÉ, F. M.; PORTERO, J. C. A. (2011): Hormigón armado. 15ª ed., GG, Barcelona, p. 629.

MOREIRA, A. L. A. (2007) A estrutura do palácio da justiça em Brasília: aspectos históricos, projeto, execução, intervenções, e proposta de estratégias para manutenção. Dissertação (Mestrado), Universidade de Brasília, Brasília, 164 p.

MORO, J. M. *et al.* (2012) Corrosión de armaduras en estructuras de hormigón reciclado com trataminetos previos. VIII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas – CINPAR.

NETO, J. M. C. *et al.* (2005) Avaliação da despassivação da armadura por meio do perfil de cloretos e carbonatação em estrutura de concreto em região agressiva com 20 anos de idade – Porto do Recife. Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. Recife, pp.104-115.

NEVES, I. B. F. (2005) Avaliação da carbonatação em argamassas de cimento com adições de cinza de casca de arroz amorfa e cristalina. Dissertação (Mestrado), Universidade de Brasília, Brasília, 149 p.

NEVES, R.; BRANCO, F.; BRITO, J. (2013): Field assessment of the relationship between natural and accelerated concrete carbonation resistance. Cement and Concrete Composites, n. 41, p. 9-15.

PAPADAKIS, V. G.; VAYENAS, C. G.; FARDIS, M. (1991): Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation. ACI Material Journal, vol. 88, n. 4, p. 363-373.

PAPAKONSTANTINO, K. G.; SHINOZUKA, M. (2013): Probabilistic model for steel corrosion in reinforced concrete structures of large dimensions considering crack effects. Engineering Structures, n. 57, p. 306–326.

PEREIRA, H. W. B. (2014) Identificação das condições gerais de conservação nos reservatórios integrantes do sistema de abastecimento de água de Natal. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 154 p.

PLANÈS, T.; LAROSE, E. (2013): A review of ultrasonic coda wave interferometry in concrete. *Cement and concrete research*, n. 53, p. 248–255.

QASRAWI, H. Y. (2000): Concrete strength by combined nondestructive methods simply and reliably predicted. *Cement and Concrete Research*, n. 30, p. 739-746.

REALE, T.; O'CONNOR, A. (2012): A review and comparative analysis to corrosion-induced time to first crack models. *Construction and Building Materials*, n. 36, p. 475-483.

RIBEIRO, D. V. *et al.* (2014): Corrosão em estruturas de concreto armado: teoria, controle e métodos de análise. 1º ed., Elsevier, Rio de Janeiro, 2014. p. 272.

RIBEIRO, D. V. (2010) Influência da adição da lama vermelha nas propriedades e na corrosibilidade do concreto armado. Tese (doutorado), Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 222 p.

RILEM (1988) Measurement of hardened concrete carbonation depth TC56-CPC 18.

ROSA, F. B. *et al.* (2014) Comparação das metodologias de inspeção em obras de arte: metodologia GDE/UnB e DNIT. Anais do 56º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. Natal.

SANTOS, J. M. M. N. D. (2008) Avaliação da integridade estrutural de pontes de betão – o caso da ponte Nossa Senhora da Guia. Dissertação (Mestrado), Universidade do Porto, Porto, 244 p.

SANTOS, L. (2006) Avaliação da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para previsão da iniciação da corrosão induzida por cloretos em estruturas de concreto. Dissertação (Mestrado), Universidade de Brasília, Brasília, 161 p.

SEIDLER, N.; DAL MOLIN, D. C. C. (2003) Efeito da sílica ativa na alcalinidade e consumo de hidróxido de cálcio durante a hidratação do cimento. V Simpósio EPUSP Estruturas do Concreto. Santo Ângelo.

SOUZA, V. C. M.; RIPPER, T. (1998): Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. 1º ed., PINI, São Paulo, p. 257.

TUUTTI, K. (1982): Corrosion of steel in concrete. CBI, Sweden, p. 468.

UNI (1978) Determination of chloride ion penetration Italian Standard 7928. Rome.

VAYSBURD, A. M.; EMMONS, P. H. (2000): How to make today's repairs durable for tomorrow – corrosion protection in concrete repair. *Construction and Building Materials*, n. 14, p. 189-197.

VENTURA, B. P.; ORTEGA, E. B.; PERDRIX, C. A. (1987): La agresividad ambiental y la durabilidad de las estructuras de hormigón. *Informes de la construcción*, vol. 38, n. 388, p. 17-24.

VIEIRA, F. M. P. (2003) Contribuição ao estudo da corrosão de armaduras em concretos com adição de sílica ativa. Tese (Doutorado), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 223 p.

VITÓRIO, J. A. P. (2002): Pontes rodoviárias: fundamentos, gestão e construção. CREA-PE, Recife, p. 142.

YOUNSI, A. *et al.* (2011): Performance-based design and carbonation of concrete with high fly ash content. *Cement and Concrete Composites*, n. 33, p. 993-1000.

Anexos

A1) Composições do cálculo de deterioração de cada elemento estrutural avaliados da Ponte sobre o Rio do Carmo, segundo a seção 3.1.

Fonseca (2007) / Euqeres (2011)				Metodologia proposta			
Superestrutura							
Lajes							
Face inferior do balanço da laje superior							
Nome da Peça:				Nome da Peça:			
Local:				Local:			
Lajes em balanço				Lajes em balanço			
Extremidades do tabuleiro				Extremidades do tabuleiro			
DANOS	Fp	Fi	D	DANOS	Fp	Fi	D
Carbonatação	3	1	2,4	Carbonatação	3	1	2,4
Cobrimento deficiente	3	3	24	Cobrimento deficiente	3	3	24
Contaminação por cloretos	3	0	0	Contaminação por cloretos	3	1	2,4
Corrosão das armaduras	5	4	100	Corrosão das armaduras	5	3	40
Desagregação	3	3	24	Desagregação	3	3	24
Desplacamento	3	3	24	Desplacamento	3	3	24
Eflorescência	2	3	16	Eflorescência	2	3	16
Fissuras	2	2	3,2	Fissuras	2	2	3,2
Manchas	3	3	24	Manchas	3	3	24
Umidade	3	4	60	Umidade	3	4	60
GRAU DE DETERIORAÇÃO DO ELEMENTO (GDE) :			163,9769	GRAU DE DETERIORAÇÃO DO ELEMENTO (GDE) :			103,6364
NÍVEL DE DETERIORAÇÃO DA PEÇA :			CRÍTICO	NÍVEL DE DETERIORAÇÃO DA PEÇA :			CRÍTICO
De transição							
Nome da Peça:				Nome da Peça:			
Local:				Local:			
Lajes de transição				Lajes de transição			
À jusante do 1º vão				À jusante do 1º vão			
DANOS	Fp	Fi	D	DANOS	Fp	Fi	D
Carbonatação	3	1	2,4	Carbonatação	3	1	2,4
Cobrimento deficiente	3	1	2,4	Cobrimento deficiente	3	1	2,4
Contaminação por cloretos	3	0	0	Contaminação por cloretos	3	1	2,4
Eflorescência	2	2	3,2	Eflorescência	2	1	1,6
Fissuras	2	1	1,6	Fissuras	2	1	1,6
Manchas	3	3	24	Manchas	3	2	4,8
Umidade	3	2	4,8	Umidade	3	2	4,8
GRAU DE DETERIORAÇÃO DO ELEMENTO (GDE) :			33	GRAU DE DETERIORAÇÃO DO ELEMENTO (GDE) :			8,448
NÍVEL DE DETERIORAÇÃO DA PEÇA :			MÉDIO	NÍVEL DE DETERIORAÇÃO DA PEÇA :			BAIXO
Vãos 1 e 2							
Nome da Peça:				Nome da Peça:			
Local:				Local:			
L1/L2				L1/L2			
Vãos 1 e 2				Vãos 1 e 2			
DANOS	Fp	Fi	D	DANOS	Fp	Fi	D
Carbonatação	3	1	2,4	Carbonatação	3	1	2,4
Cobrimento deficiente	3	3	24	Cobrimento deficiente	3	3	24
Contaminação por cloretos	3	0	0	Contaminação por cloretos	3	1	2,4
Corrosão das armaduras	5	4	100	Corrosão das armaduras	5	3	40
Desagregação	3	4	60	Desagregação	3	3	24
Desplacamento	3	3	24	Desplacamento	3	4	60
Eflorescência	2	3	16	Eflorescência	2	2	3,2
Fissuras	2	2	3,2	Fissuras	2	2	3,2
Manchas	3	3	24	Manchas	3	2	4,8
Umidade	3	3	24	Umidade	3	2	4,8
GRAU DE DETERIORAÇÃO DO ELEMENTO (GDE) :			163,9769	GRAU DE DETERIORAÇÃO DO ELEMENTO (GDE) :			98,67299
NÍVEL DE DETERIORAÇÃO DA PEÇA :			CRÍTICO	NÍVEL DE DETERIORAÇÃO DA PEÇA :			SOFRÍVEL

