

MARCOS PEDROSA MITRE

**METODOLOGIA PARA INSPEÇÃO
E DIAGNÓSTICO DE PONTES E
VIADUTOS DE CONCRETO**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de
São Paulo para obtenção do
Título de Mestre em Engenharia.

**São Paulo
2005**

MARCOS PEDROSA MITRE



**METODOLOGIA PARA INSPEÇÃO
E DIAGNÓSTICO DE PONTES E
VIADUTOS DE CONCRETO**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de
São Paulo para obtenção do
Título de Mestre em Engenharia.

Área de concentração:
Engenharia de Construção Civil

Orientador:
Professor Titular Paulo Helene

**São Paulo
2005**

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 09 de junho de 2005.

Autor

Orientador

Esta Dissertação de Mestrado foi elaborada segundo as “**Diretrizes para apresentação de Dissertações e Teses. 2.ed**” publicadas pelo Serviço de Bibliotecas da Escola Politécnica da USP (São Paulo, 2001).

FICHA CATALOGRÁFICA

Mitre, Marcos Pedrosa

Metodologia para inspeção e diagnóstico de pontes e viadutos de concreto / M. P. Mitre – São Paulo, 2005.

148p.

Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil. Edição Revisada.

1. Estruturas de concreto (Inspeção; Durabilidade) 2. Pontes e viadutos de concreto. I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Construção Civil II.t.

“De tudo ficaram três coisas: a certeza de que ele estava sempre começando, a certeza de que era preciso continuar e a certeza de que seria interrompido antes de terminar. Fazer da interrupção um caminho novo. Fazer da queda um passo de dança, do medo uma escada, do sono uma ponte, da procura um encontro”.

Fernando Sabino
(O encontro marcado, 1956)

DEDICATÓRIA

**Aos meus pais Fuad e Heloisa,
pelo amor de todos os dias.
Aos meus avós Aracy e Hédio,
que partiram e deixaram saudade.
Ao Nelson Díaz, pelo exemplo.**

AGRADECIMENTOS

“Gigantes são os Mestres nos ombros dos quais me elevei.” (Isaac Newton)

Quando me pergunto para quê, afinal, estamos aqui na Terra, a resposta que me ocorre é CRESCER. Crescer em cada momento, de todos os modos, a partir de toda e qualquer experiência humana, social e profissional. Agradecerei aqui àqueles que contribuíram com meu crescimento acadêmico, profissional e humano.

“E agora, José? A festa acabou, A luz apagou, O povo sumiu, A noite esfriou, E agora, José?”

Em todos os momentos ao longo da produção desta Dissertação em que tais versos de Drummond surgiam como metáforas do impasse e das incertezas que me tomavam, tive o suporte dos amigos que citarei a seguir.

Agradeço ao Professor Paulo Helene por prover subsídios, desafiar-me a fazer mais e melhor, ser rigoroso e acreditar que, mesmo com dificuldades, eu poderia concluir este trabalho. Obrigado também pela confiança depositada em tantas outras tarefas acadêmicas e profissionais. Apresento-lhe o resultado do seu apoio e do meu esforço, do seu crédito e do meu aprendizado. Foi uma honra e um grande desafio. Obrigado, Mestre.

Agradeço imensamente ao Professor Antônio Figueiredo que me estendeu a mão. No Exame de Qualificação, apontou as imperfeições do texto, dando-lhe maior foco e concisão, graças à sua inteligência e domínio do Método da Pesquisa. Seu exemplo seguirá comigo. Eu hei de passar adiante o ideal da ajuda entre irmãos. Minha “dívida” não será paga a você, mas aos outros amigos que eu puder ajudar no futuro.

Agradeço ao Professor João Bento de Hanai da EESC-USP pelas contribuições feitas no Exame de Qualificação. A visão de um experiente profissional e pesquisador com uma formação técnica e científica distinta foi muito valiosa, pois acrescentou ingredientes cuja importância eu não seria capaz de enxergar.

Agradeço profundamente ao amigo e Mestre Renato Landmann que me propiciou o primeiro contato com a prática da inspeção de pontes. Os conhecimentos que compartilhou comigo foram fundamentais para esta Dissertação. Obrigado pelas tantas “dicas” no meio do caminho. Suas lições vão além da técnica, são exemplos de humanidade, solidariedade e ética que levarei por toda a vida. Agradeço aos demais amigos da Brücken Engenharia, com quem vivi grandes aventuras, aprendendo o ofício de inspecionar pontes.

Obrigado aos Professores Fernando Stucchi e Kalil Skaf pelos inúmeros ensinamentos nos aspectos de projeto, execução e comportamento estrutural. Agradeço pelas valiosas opiniões dadas ao longo da produção desse texto e pela oportunidade de aprimorar meu conhecimento e minha experiência prática na EGT Engenharia, sempre me propondo novos desafios e delegando confiança e responsabilidade. Lembro também dos amigos da EGT, com quem aprendi muito em um clima de cooperação permanente. Reservo um especial obrigado ao Mauro, Tomás e Luís com quem trabalhei inspecionando pontes. Caro Professor Stucchi: sua participação na Banca Examinadora deste trabalho honrou-me muito. Os comentários e críticas que fez foram brilhantes. Seu esforço para superar as dificuldades da vida, retomar suas atividades e participar de minha Defesa é outro motivo de alegria, gratidão e admiração. Mais uma lição de um verdadeiro Mestre.

Meu muito obrigado à brilhante Professora Denise Dal Molin da UFRGS que também participou da Banca Examinadora, destacando com clareza os aspectos deficientes que requeriam esclarecimento e revisão e elogiando os aspectos fortes, sempre em um debate de alto nível, rigoroso e com extrema cordialidade, justiça e imparcialidade. Foi uma honra ser avaliado por uma Mestre tão competente e humana.

Agradeço aos Mestres cubanos que motivaram meu ingresso na vida acadêmica. Ao grande Leonel Tula que muito me ensinou sobre a vida e a engenharia e que me acompanhou e no estudo de caso desta Dissertação. Ao querido Nelson Díaz, exemplo máximo de humildade, com quem aprendi muito sobre engenharia, pesquisa e indulgência. “*En los nuevos campos de batalla, llevará la fe que me inculcaste*” (Ernesto “Che” Guevara).

Obrigado, Professora Sílvia Selmo, por orientar-me com tanta competência, rigor e doçura na Iniciação Científica, meu primeiro passo na vida acadêmica. Seu estímulo, paciência e esforço criaram em mim bases sólidas que ajudaram a concluir essa segunda etapa, o Mestrado. Obrigado pela ajuda “extra” no dia da defesa.

Obrigado aos professores do Curso de Pós-Graduação pelos valiosos conhecimentos: Antonio Figueiredo, Maria Alba Cincotto, Milton Vargas, Paulo Helene, Paulo Monteiro e Wellington Reppete. Aos queridos amigos pós-graduandos do Departamento pela amizade, apoio e por toda a alegria e carinho que sempre me deram. Amigos que muitas vezes me surpreenderam com gestos inesperados de solidariedade e muito estímulo para eu terminar minha empreitada. Dedico minha gratidão eterna às queridas Fátima e Engrácia que superaram todos os limites de profissionalismo, seriedade e competência; são amigas e parceiras nas jornadas de tantos pós-graduandos que, como eu, têm dúvidas, inseguranças, problemas “burocráticos”, medos e ansiedades. Estendo minha mais sincera gratidão aos demais

amigos do Departamento que, com seu trabalho cotidiano, tornam possível a realização de nossos sonhos e projetos. Obrigado, caros Reginaldo, Renata, Adílson, Dorval, João, Mário, Alcione, Cris, Paulinho, Edson, Patrícia e Rogério. Agradeço de coração aos queridos amigos da biblioteca. À Léo por cada ajuda, por cada palavra, por cada risada, por cada apoio e estímulo. Às “Fátimas”, à Regina, à Vilma e aos demais colegas pelo auxílio atencioso de sempre. O trabalho de vocês é “silencioso”, mas fundamental. Devo-lhes muito do que aprendi e escrevi.

Outros Mestres me apoiaram: André Guimarães, Andrés Torres, Antonio Carmona, Geraldo Isaia, José Tadeu Balbo, Maryângela Lima, Miguel Martinez, Selmo Kuperman, Pedro Castro e Ubiraci de Souza.

Obrigado à **Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo** pela concessão de bolsa. Investir em Pesquisa é um passo imprescindível para o progresso do país e a **FAPESP** é vital nesse caminho.

Agradeço aos amigos Mário, Steffen, Carlos e Alexandra da Companhia Vale do Rio Doce, pela oportunidade de inspecionar a ponte da EFVM, em Cariacica, Espírito Santo. Aos amigos da Construtora Andrade Gutierrez e ao Fernando Leyser, pela oportunidade de inspecionar a Ponte sobre os Rios Daule e Babahoyo, em Guayaquil, Equador. Aos engenheiros Iada e Viana da Engelog e Alexandre da Ecovias pelas valiosas informações. Ao Eng. Ivo Assad Ibrí da Experimental Engenharia pela oportunidade de inspecionar pontes paulistas. Meu muito obrigado a todos os amigos da Probase Engenharia pela oportunidade e confiança; os seis meses que passei em Belém do Pará foram de muito desafio e trabalho, mas, acima de tudo, de aprendizado, crescimento e alegria. Conhecer e inspecionar a ponte estaiada sobre o Rio Guamá foi outro presente que me deram. Esta Dissertação foi concebida e redigida “em trânsito”, nos diversos lugares por que passei. Fiz grandes amigos nessas “andanças”... Obrigado, Mestres!

Meu abraço mais sincero aos amigos de sempre. Vocês que todo o tempo estiveram presentes com palavras e gestos de apoio, às vezes apenas com o silêncio paciente de quem ouve. Impossível citar todos os nomes, mas estão no meu coração. Cada um com seu jeito de enriquecer minha vida. Obrigado à Carine pelo estímulo, atenção e exemplo de luta. Aos amigos do peito Evandro, Maurício e Sérgio Ângulo pela lealdade, pelo apoio incondicional, pelas “dicas”, pelas palavras de força e esperança, por ouvir-me e aconselhar-me; essa Dissertação não seria concretizada sem sua ajuda nos momentos mais críticos. Ao Ari por tudo. Por mostrar que na vida sempre temos muitos caminhos, mesmo que não os vejamos. Por mostrar que o inviável é um jeito de olhar a vida, não de superá-la. Por acompanhar-me quando tudo parecia nebuloso, difícil e perdido. Por mostrar que a queda ensina mais do que a glória e nos torna mais humanos. Obrigado à **minha amada e gauchíssima Glécia** que surgiu no meio dessa jornada para iluminar os caminhos, encher meu coração de amor, ser minha companheira, apoiar-me, ensinar-me a ser mais forte e corajoso e por mostrar que as dificuldades da vida são degraus que nos ajudam a subir mais alto. “*Tchê*”, tua presença feminina, forte, delicada e bem humorada dá-me paz e alegria todos os dias. És a expressão mais forte de que o amor ultrapassa todas as barreiras. Devo ao Rio Grande do Sul muito amor, grandes amigos e grandes Mestres...

Obrigado aos **meus pais Fuad e Heloisa e minhas irmãs Mariana e Fernanda**. Cada um de vocês com seu jeito de apoiar, sua esperança, seu amor incondicional. Não dá para citar cada instante e cada gesto. Mas todos reunidos tornam-se um enorme monumento de amor e de fé. Ter nascido nesse Lar foi a maior bênção de minha vida. Não posso dizer o que sou sem dizer **de onde venho**, tudo o que fiz e farei de bom é fruto do que vocês cultivaram em mim. Agradeço aos meus avós, tios e primos que sempre perguntavam e estimulavam. À minha madrinha querida que abençoa meus passos. Ao meu afilhado Giovanni que, pelos seus 5 anos, ainda não sabe o que é Mestrado, mas que deixa a vida mais bonita, alegre e cheia de amor.

Aos escritores Antoine de Saint-Exupéry, Carlos Heitor Cony, Ernest Hemingway, Fernando Pessoa, Fernando Sabino, Gabriel García Márquez, Isabel Allende, John Fante, José Saramago, Rainer Maria Rilke e Rubem Braga por seus maravilhosos livros e poemas que ocuparam os intervalos desse trabalho e me emocionaram com histórias de superação, coragem, delicadeza e serenidade diante das asperezas da vida.

O mais difícil aprendizado que tive ao longo desses anos foi que só terminaria o Mestrado quando abandonasse o ideal de perfeição e assumisse minhas deficiências (e as do texto) como partes naturais de minha condição humana que tem virtudes e defeitos. Agradeço a todos os Mestres e amigos que me ajudaram a entender isso. Sei que não lhes foi tarefa fácil, pois o processo de aprendizado foi longo...

Reservo a Deus minha gratidão e devoção pela graça da vida, por todas as bênçãos e pela permanente assistência, criando generosas oportunidades e importantes dificuldades para que eu cresça diariamente. Obrigado, Pai, por ajudar-me a alcançar mais esse meu sonho.

Encerro meus agradecimentos com os versos de Fernando Pessoa que sintetizam meu aprendizado:

“Para ser grande, sê inteiro. Nada teu exagera ou exclui. Sê todo em cada coisa. Põe o quanto és no mínimo que fazes. Assim em cada lago a lua toda brilha, Porque alta vive”. (Fernando Pessoa: Ricardo Reis, 1933)

Marcos Pedrosa Mitre, 9 de junho de 2005.

RESUMO

Pontes e viadutos de concreto são estruturas fundamentais para que rodovias e ferrovias transponham obstáculos naturais ou artificiais, mantendo o fluxo contínuo de cargas e pessoas com menor trajeto. Tais estruturas estão sujeitas a processos de deterioração devido à exposição direta aos agentes agressivos do ambiente e às solicitações estruturais de distintas naturezas e magnitudes. Por tais razões, as obras-de-arte especiais (OAEs), como são conhecidas no meio técnico, perdem ao longo do tempo sua capacidade de atender aos requisitos de utilização, ou seja, segurança e adequação funcional, resistência e estabilidade estrutural e, por fim, durabilidade. Para manter as condições de uma OAE, são necessárias inspeções periódicas visando a identificar os processos de deterioração existentes e potenciais, preveni-los e corrigi-los em tempo hábil e de forma econômica.

Esta Dissertação tem o objetivo de propor e aplicar um método de inspeção de pontes e viadutos de concreto com foco específico nos aspectos de durabilidade e de forma mais concisa em alguns aspectos estruturais e funcionais. Para tanto, realizou-se a revisão e análise crítica da literatura nacional e internacional sobre o tema, contemplando o fluxograma de atividades, os procedimentos e métodos de ensaio propostos e, por fim, os critérios de amostragem e avaliação. Para complementar a revisão do conhecimento atual sobre o tema, os principais problemas patológicos que afetam as pontes e viadutos e os principais métodos e equipamentos de ensaio para seu diagnóstico e avaliação são apresentados e discutidos sucintamente. Por fim, o método proposto foi aplicado ao caso real de uma ponte ferroviária de concreto armado com 55 anos situada em ambiente marinho e com problemas estruturais e de durabilidade.

A inspeção realizada consistiu em um estudo minucioso dos processos de deterioração da estrutura e de seus componentes, sendo os principais devidos à corrosão das armaduras (causada pela contaminação por íons cloreto), falhas de concretagem e fissuras no concreto. O critério de amostragem e análise dos resultados de cada ensaio é descrita e justificada. Os resultados são avaliados de forma individual e conjunta para elaborar um diagnóstico abrangente e preciso do problema, tentar estimar seu desenvolvimento futuro e, por fim, definir a urgência de intervenção corretiva e as alternativas técnicas existentes.

Esta pesquisa demonstrou a importância da adoção de um método prático e objetivo para a inspeção de OAEs devido à complexidade e diversidade de aspectos envolvidos. A seleção de métodos adequados de ensaio, com procedimentos e critérios de amostragem e julgamento padronizados é outro fator fundamental para que um conjunto de OAEs inspecionadas possa ser avaliado de forma uniforme, conduzindo a resultados consistentes e comparáveis, permitindo a classificação dos diferentes graus de deterioração e de urgência de intervenção corretiva ou preventiva. A adoção de critérios apropriados de inspeção e julgamento, aplicados por profissionais certificados e capacitados periodicamente, garante o levantamento de dados suficientemente confiáveis e representativos para orientar a política de manutenção das OAEs de forma segura aos usuários e econômica aos órgãos gestores.

ABSTRACT

Concrete bridges are fundamental structures that aid roadways and railways to cross over natural or artificial obstacles keeping the continuous flow of goods and people within a shorter distance. These structures are subjected to deterioration processes due to the direct exposure to aggressive environmental agents and to the effect of variable structural loads. For these reasons, bridges may lose their ability to reach the operation requirements, which are functional safety and fitness, structural resistance and stability and, finally, durability. In order to maintain the conditions of a bridge or viaduct, periodic inspections are required to identify the existing or potential deterioration processes and aid their prevention and repair in a suitable period of time, with safety and economy.

This Dissertation intends to propose and apply a method for the inspection of concrete bridges considering mainly the durability aspects and some structural and functional aspects in a concise approach. With this purpose, a review and critical analysis of the national and international literature on this topic were conducted, taking into account the activities sequence, the procedures and test methods proposed and, finally, the sampling and result evaluation criteria. To complete the state-of-the-art review, the main problems that affect concrete bridges and the main test methods for their identification and diagnosis are shortly discussed. As a final point, the proposed method was applied to the real case of a 55 year-old railway reinforced concrete bridge located in a marine environment and severely affected by structural and durability problems.

The inspection consisted on a deep study of the deterioration processes affecting the structure and its elements, which are mainly related to steel reinforcement corrosion (chloride induced), concrete flaws and cracks. The adopted sampling and result analysis criteria of each test are described and explained. The results are evaluated individually and as a whole to define a comprehensive diagnosis of the problem, estimate its future development and, in conclusion, to classify the corrective intervention urgency and repair.

This research showed the importance of applying a practical and focused concrete bridge inspection method giving the complexity and diversity of the aspects involved. The selection of adequate test methods, sampling and evaluation criteria, and standard procedures are some other fundamental factors to allow a group of inspected bridges to be evaluated uniformly, generating comparable results and aiding in the classification of the different deterioration degrees and the urgency for corrective or preventive interventions. Adopting adequate inspection and evaluation criteria, conducted by qualified and periodically certified personnel, assures the survey of sufficiently reliable and representative data assuring the maintenance plan of bridges in a safe and economic way for users and owners.

Sumário

RESUMO

ABSTRACT

LISTA DE TABELAS

LISTA DE FIGURAS

INTRODUÇÃO	1
Considerações iniciais	1
Justificativa e importância do tema	6
Aspectos estratégicos e econômicos	6
Acidentes em OAEs	11
Aspectos técnicos	14
Sistemas de gerenciamento de obras-de-arte	15
Pesquisadores e centros de pesquisa sobre o tema	17
Objetivo	21
Método da pesquisa	21
Conteúdo	21
Estrutura da Dissertação	21
Limitações da pesquisa	22
CAPÍTULO I	23
1. MÉTODOS EXISTENTES DE INSPEÇÃO DE PONTES E VIADUTOS DE CONCRETO	23
1.1. Conceitos básicos para a inspeção e diagnóstico de pontes e viadutos de concreto	24
1.2. Tipos de inspeção de pontes e viadutos de concreto	26
1.3. Fluxograma da inspeção de estruturas	28
1.4. Planejamento inicial	30
1.4.1. Levantamento de informações complementares	31
1.4.2. Inspeção preliminar	32
1.5. Inspeção detalhada	35
1.5.1. Inspeção visual detalhada (vistoria)	35
1.5.2. Registro fotográfico	36
1.5.3. Mapeamento de anomalias e manifestações patológicas	36
1.6. Análise e julgamento dos resultados	37
1.6.1. Avaliação determinística, semi-probabilística e estocástica	37
1.6.2. Critérios de análise e julgamento dos resultados	44
1.7. Diagnóstico	48
1.7.1. Sintomas – manifestações patológicas	48
1.7.2. Mecanismos de deterioração	48
1.7.3. Agentes causadores	49
1.7.4. Agentes agravantes	49
1.7.5. Origens dos agentes causadores e agravantes	49
1.7.6. Extensão e gravidade dos problemas	50
1.8. Freqüência de inspeção	50
1.9. Equipe de inspeção	50
1.10. Controle e garantia da qualidade do processo de inspeção de pontes e viadutos de concreto	53
CAPÍTULO II	54
2. PROPOSTA DE UM MÉTODO DE INSPEÇÃO DE PONTES E VIADUTOS DE CONCRETO SOB O PONTO DE VISTA DA DURABILIDADE	54
2.1. Planejamento inicial	54
2.1.1. Levantamento de informações complementares	54
2.1.2. Inspeção preliminar	55
2.2. Inspeção detalhada	63
2.2.1. Levantamento cadastral	64
2.2.2. Inspeção visual detalhada (vistoria)	64
2.2.3. Registro fotográfico	68
2.2.4. Ensaios de campo e de laboratório	69

2.3.	Análise e julgamento dos resultados _____	69
2.4.	Diagnóstico _____	72
2.5.	Prognóstico: estimativa de evolução futura e previsão de vida útil _____	72
2.6.	Conteúdo básico do relatório de inspeção _____	74
2.7.	Recomendações de conduta: alternativas de intervenção _____	75
2.8.	Frequência de inspeção _____	76
2.9.	Requisitos exigíveis da equipe de inspeção _____	77
2.9.1.	Requisitos dos gerentes do sistema de inspeção _____	77
2.9.2.	Requisitos dos engenheiros responsáveis pelos serviços de campo e de escritório _____	78
2.10.	Controle e garantia da qualidade do processo de inspeção de pontes e viadutos de concreto _____	79
2.10.1.	Ações sobre a equipe de inspeção _____	79
2.10.2.	Ações sobre os procedimentos de inspeção _____	80
2.10.3.	Ações corretivas e preventivas _____	80
CAPÍTULO III _____		81
3. ESTUDO DE CASO: INSPEÇÃO E DIAGNÓSTICO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA _____		81
3.1.	Objetivos da inspeção _____	81
3.2.	Histórico e antecedentes _____	82
3.3.	Levantamento cadastral _____	82
3.3.1.	Caracterização da estrutura _____	84
3.3.2.	Caracterização da ferrovia _____	85
3.4.	Inspeção preliminar de conhecimento do problema _____	86
3.4.1.	Observações gerais _____	86
3.4.2.	Manifestações patológicas encontradas _____	87
3.4.3.	Seleção das áreas de estudo – critério de amostragem _____	88
3.4.4.	Seleção dos métodos de ensaio _____	92
3.5.	Inspeção detalhada _____	93
3.5.1.	Condições de exposição: agressividade ambiental _____	93
3.5.2.	Ensaio de campo e laboratório _____	95
3.6.	Síntese dos resultados e conclusão _____	125
3.6.1.	Observação geral da estrutura _____	125
3.6.2.	Resultados da inspeção na superestrutura _____	126
3.7.	Diagnóstico _____	129
3.7.1.	Sintomas _____	130
3.7.2.	Mecanismos de deterioração _____	130
3.7.3.	Agentes causadores _____	130
3.7.4.	Agentes agravantes _____	131
3.7.5.	Origem dos problemas _____	131
3.8.	Prognóstico _____	132
3.8.1.	Extensão e gravidade dos problemas _____	132
3.9.	Alternativas de intervenção _____	133
3.9.1.	Corrosão das armaduras da superestrutura _____	133
3.9.2.	Projeto de recuperação _____	136
3.10.	Considerações Finais _____	137
3.11.	Análise crítica da inspeção realizada _____	137
CONCLUSÕES _____		139
	Conclusões propriamente ditas _____	139
	A incerteza na inspeção de pontes e viadutos de concreto _____	142
	Transferência ao meio técnico e à sociedade _____	143
	Sugestões para o prosseguimento de pesquisas _____	143
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS _____		145
ANEXO A - LEVANTAMENTO CADASTRAL GEOMÉTRICO		
ANEXO B - REGISTRO FOTOGRÁFICO CADASTRAL		
ANEXO C - REGISTRO FOTOGRÁFICO DAS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS		

Lista de figuras

Figura 1 – Vista aérea da ponte e do emboque do túnel do Øresund Link.	5
Figura 2 – Vista panorâmica do trecho estaiado da ponte sobre o Rio Guamá (Pará).	6
Figura 3 – (a) Capa da Revista Veja São Paulo da semana do acidente com a Ponte dos Remédios. Em destaque, nota-se a fenda de 15 cm que se abriu no vão central da ponte após a ruptura dos cabos de protensão. (b) Vista inferior do tabuleiro da Ponte Eusébio Matoso após o choque, com destaque para a destruição total das vigas longarinas externas e também para o escoramento provisório.	12
Figura 4 – Vista do vão que ruiu da ponte Capivari (BR-316) no dia seguinte ao acidente. Nota-se que o talude do encontro rompeu e “arrastou” os pilares do apoio extremo da ponte, provocando o colapso do vão em destaque. Notar, no fundo da fotografia, a ponte mais nova da outra pista da rodovia e a proximidade da linha de ruptura do talude (Nilton Fukuda – Agência Estado).	13
Figura 5 – Parte do tabuleiro da ponte sobre o Rio Douro que ruiu devido à perda de confinamento e ruptura das estacas de fundação (RIBEIRO, 2001).	14
Figura 6 – Fluxograma geral de inspeção, diagnóstico e prognóstico de problemas patológicos em obras civis (adaptado dos autores anteriormente citados).	29
Figura 7 – Representação gráfica da probabilidade de “falha” segundo a Teoria da Confiabilidade (adaptado de Schneider, 1997).	42
Figura 8 – Perfil longitudinal e corte em planta da estrutura (sem escala).	83
Figura 9 – Vista lateral panorâmica, face noroeste.	83
Figura 10 – Vista lateral, face sudeste.	83
Figura 11 – Localização das áreas selecionadas para estudo detalhado.	89
Figura 12 – Esquema transversal e longitudinal das armaduras das vigas longarinas na região dos vãos (áreas 1, 2, 4, 6, 7 e 8).	91
Figura 13 – Esquema transversal e longitudinal das armaduras das vigas longarinas na região dos apoios sobre pilares (áreas 3 e 5).	91
Figura 14 – Croqui de implantação da ponte sobre o rio Bubú.	93
Figura 15 – Localização das armaduras com o uso de pacômetro.	97
Figura 16 – Espessura de cobertura de concreto média e mínima.	98
Figura 17 – Medida da profundidade de carbonatação do concreto com uso de indicadores químicos (fenolftaleína e timolftaleína) e paquímetro.	99
Figura 18 – Profundidade média e máxima de carbonatação do concreto.	100
Figura 19 – Ensaio de potencial de corrosão das armaduras no concreto.	102
Figura 20 – Potencial de corrosão (eletrodo de Cu/CuSO ₄) x frequência acumulada.	103
Figura 21 – Ensaio de resistividade elétrica do concreto.	105
Figura 22 – Ensaio de corrente de corrosão por resistência de polarização.	106
Figura 23 – Medida da redução de diâmetro das armaduras com paquímetro.	108
Figura 24 – Ensaio de dureza superficial do concreto com esclerômetro de reflexão.	112
Figura 25 – Correlação exponencial entre a resistência à compressão dos testemunhos extraídos de concreto e o índice esclerométrico.	112
Figura 26 – Demarcação de local de extração de testemunho de concreto (entre estribos) e extração de testemunho (100 mm de diâmetro).	114
Figura 27 – Influência da qualidade do concreto e da umidade relativa do ar sobre o teor crítico de íons cloreto para despassivar as armaduras (Boletim 183 do CEB).	120
Figura 28 – Demarcação longitudinal de testemunho extraído para corte de fatias em distintas profundidades para a determinação do teor de cloretos.	121
Figura 29 – Perfis de penetração de cloretos no concreto.	123

Lista de tabelas

Tabela 1 – Fatores resistentes <i>versus</i> solicitantes na análise segundo a teoria da confiabilidade de propriedades de durabilidade. _____	39
Tabela 2 – Fatores resistentes <i>versus</i> solicitantes na análise segundo a teoria da confiabilidade de propriedades estruturais. _____	39
Tabela 3 – Descrição das áreas selecionadas para estudo detalhado. _____	90
Tabela 4 – Dados climáticos da região de Vitória. _____	95
Tabela 5 – Espessura do cobrimento de concreto (medidas em mm). _____	98
Tabela 6 – Critério adotado para avaliação dos resultados de despassivação das armaduras pela carbonatação do concreto. _____	99
Tabela 7 – Profundidade de carbonatação do concreto. _____	100
Tabela 8 – Probabilidade de despassivação das armaduras devido à carbonatação do concreto. _____	101
Tabela 9 – Critério de atribuição de notas aos resultados de potencial de corrosão. _____	101
Tabela 10 – Potencial de corrosão das armaduras. _____	104
Tabela 11 – Critério do CEB 192 para avaliação dos resultados de resistividade elétrica do concreto pelo método dos quatro eletrodos. _____	105
Tabela 12 – Resistividade elétrica do concreto. _____	105
Tabela 13 – Critério do CYTED para avaliação dos resultados de corrente de corrosão pelo método de resistência de polarização (GECOR6). _____	107
Tabela 14 – Corrente de corrosão por resistência de polarização. _____	107
Tabela 15 – Critério do CYTED para avaliação dos resultados de corrente de corrosão pelo método de resistência de polarização (GECOR6). _____	109
Tabela 16 – Critério do CEB 162 para avaliação dos resultados de redução de seção transversal das armaduras. _____	109
Tabela 17 – Especificações para o aço 50 CA, segundo a EB 3 de 1939. _____	110
Tabela 18 – Redução de seção transversal das armaduras*. _____	111
Tabela 19 – Dureza superficial do concreto e resistência à compressão estimada. _____	113
Tabela 20 – Critério proposto por Helene (1993) para classificação do concreto com base na resistência à compressão. _____	115
Tabela 21 – Resistência à compressão de testemunhos extraídos. _____	115
Tabela 22 – Classificação dos concretos com base no índice de vazios do concreto pelo critério de Helene (1993). _____	116
Tabela 23 – Umidade de equilíbrio, absorção de água e densidade do concreto. _____	117
Tabela 24 – Reconstituição de traço do concreto. _____	118
Tabela 25 – Critério para avaliação dos resultados de penetração de cloretos. _____	122
Tabela 26 – Perfis de penetração de cloretos no concreto. _____	122
Tabela 27 – Profundidade da frente de penetração de cloretos para a concentração de 0,3% m.c. (teor de despassivação). _____	123
Tabela 28 - Probabilidade de despassivação das armaduras devido à presença de cloreto. _____	123
Tabela 29 – Critério de classificação da agressividade da água do rio Bubú. _____	124
Tabela 30 – Análise química da água segundo a norma L1-007 da CETESB. _____	125
Tabela 31 – Resumo dos piores resultados dos ensaios realizados. _____	128
Tabela 32 – Resumo das notas atribuídas aos piores resultados. _____	128
Tabela 33 – Estimativa da extensão das áreas afetadas da superestrutura. _____	132
Tabela 34 – Resumo das alternativas de intervenção para terapia dos problemas de corrosão de armaduras. _____	134
Tabela 35 – Resumo das alternativas de intervenção para terapia dos problemas de corrosão de armaduras. _____	135

INTRODUÇÃO

Considerações iniciais

O desenvolvimento urbano e a viabilidade do fluxo contínuo e em larga escala de pessoas e cargas tiveram grande avanço ao longo da História a partir da construção de pontes e viadutos que permitiram a conexão entre localidades separadas por vales, cursos d'água ou regiões montanhosas.

Pontes e viadutos são estruturas viárias de transposição superior de obstáculos que permitem a travessia permanente com percurso mais curto. São chamadas obras-de-arte especiais (OAEs) por serem construções de engenharia dotadas de características estruturais, construtivas e funcionais específicas que demandam consideráveis habilidades técnicas e criativas para seu projeto, execução e manutenção.

Uma das primeiras pontes de que há registro histórico foi construída na Babilônia por volta de 2000 a.C. (RICH, 2001). Era composta por um tabuleiro de troncos de madeira apoiado sobre montes de pedras atados com tiras de couro. Durante o Império Romano, pontes e aquedutos, similares no sistema estrutural, foram construídos para desenvolver e expandir o território dominado.

Até o século XIX, os materiais mais utilizados na construção dessas estruturas foram blocos de rochas, madeira e um aglomerado, precursor do concreto, preparado com um tipo primitivo de cimento produzido com cal e pozolanas vulcânicas. Após a Revolução Industrial, a produção de ligas de aço mais resistentes e dúteis que os materiais de então, garantiu o desenvolvimento de novas estruturas com vãos maiores e menor peso próprio (fib, 2000).

Com o advento do concreto de cimento Portland, no fim do século XIX, ocorreu o desenvolvimento e o registro das primeiras patentes de sistemas construtivos com concreto armado. Criou-se uma nova alternativa para a execução de pontes com menor custo e grande variedade de formas e esquemas estruturais (fib, 2000), tendo-

se mostrado rapidamente uma alternativa viável e adequada graças à aderência entre o aço e o concreto que dão resistência e utilidade à estrutura.

Por fim, a partir da primeira metade do século XX, o emprego do aço de elevada resistência na construção civil deu início ao concreto protendido¹. A aplicação de um pré-carregamento interno de compressão ou flexo-compressão sobre o concreto que se opõem ao efeito do carregamento externo atuante permite compensar a baixa resistência à tração desse material, elevando seu potencial de aplicação e gerando estruturas mais econômicas e leves. A nova alternativa executiva teve como principais vantagens a possibilidade de vencer maiores vãos, a redução de seções transversais, o controle da fissuração e o desenvolvimento de novos métodos construtivos mais ágeis e econômicos.

Outro fator que merece destaque é a inovação da tecnologia de dosagem de concretos com aditivos e adições (METHA, 1999). Atualmente, podem-se produzir concretos mais duráveis e resistentes e com outras propriedades interessantes tais como elevada fluidez, sem representar um aumento exagerado de custo frente aos concretos “convencionais”. Como resultado, tem-se a possibilidade de conceber e construir estruturas mais leves, econômicas e com vida útil² sensivelmente ampliada.

Paralelamente ao desenvolvimento dos materiais e da tecnologia construtiva, houve a evolução das teorias e métodos de análise e cálculo estrutural. O aprimoramento dos modelos teóricos e o uso de ferramentas computacionais representaram grande progresso no estudo do comportamento estrutural das pontes e na otimização do projeto de obras sob o ponto de vista estrutural, construtivo e econômico.

¹ As primeiras experiências com concreto protendido datam do final do século XIX. Contudo, somente em 1928, na França, Eugène Freyssinet resolveu o problema das perdas progressivas de protensão ao utilizar arame treilado de alta resistência. A primeira ponte construída com concreto protendido foi projetada por Franz Dischinger, em 1936, na Alemanha. Já no Brasil, a primeira ponte de concreto protendido foi projetada pelo próprio Freyssinet e construída no Rio de Janeiro em 1949. Fontes: FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (fib). **Guidance for good bridge design. Boletim 9.** Lausanne: fib, 2000. e STUCCHI, F. R. **Pontes: Notas de aula.** Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1999.

² Segundo o CEB-FIP Model Code 90, **vida útil de projeto** é o período de tempo no qual a estrutura mantém suas características, atendendo aos requisitos de uso e manutenção definidos pelo projeto e pelas necessidades dos usuários. Já a **vida útil de serviço** é definida como o período máximo de existência de uma estrutura até que sua funcionalidade atinja um grau de deterioração ou comprometimento que impeçam a continuidade de uso, requerendo intervenções corretivas para restabelecer as condições necessárias de segurança estrutural, funcionalidade e estética.

Gradualmente, aspectos de durabilidade e vida útil também estão sendo incorporados no projeto e execução de novas obras como se explicitará a seguir (CEB, 1997).

No Brasil e na maioria dos países, a maneira mais freqüente de projetar e executar estruturas duráveis ainda tem sido pelo atendimento das especificações das normas tais como qualidade mínima do concreto³, espessura mínima de cobrimento sobre as armaduras, abertura máxima admissível de fissuras e outras orientações como drenagem adequada e proteções adicionais em obras ou elementos expostos a agressividade ambiental específica. Certamente, essas medidas já constituem grande avanço em relação ao passado, porém, o vasto conhecimento técnico atual na área de durabilidade, o conhecimento mais profundo sobre os materiais e seus processos de deterioração e os modelos existentes de previsão de vida útil permitem que, desde a etapa de projeto, especifiquem-se parâmetros para garantir uma determinada vida útil com maior precisão, conforme a importância da obra e a necessidade de garantir segurança estrutural e pouca manutenção. A vantagem de se empregar tais conceitos desde a etapa de projeto é que podem ser feitos estudos prévios de alternativas para definir as soluções mais duráveis e econômicas (ROSTAM, 2003).

Assim, atinge-se o “terceiro nível” na escala da introdução da durabilidade na etapa de projeto. No passado, ela era introduzida por poucas ou imprecisas informações de normas, com base na experiência adquirida de obras existentes ou por “conceitos intuitivos” do projetista. Atualmente, as principais normas internacionais e nacionais de projeto e execução de estruturas de concreto armado e protendido já definem parâmetros mínimos exigíveis segundo a importância da obra e a classe de agressividade ambiental. Contudo, ainda se trata de uma abordagem que garante patamares desejáveis de durabilidade, mas não faculta ao projetista alterar certas combinações de parâmetros para obter a solução ótima do ponto de vista técnico e econômico. Além disso, a vida útil resultante não fica claramente determinada como acontece com os coeficientes de segurança estrutural: pode ser muito maior do que a requerida, ou às vezes, por particularidades da obra ou falhas de análise de projeto, não atingir a duração pretendida. O emprego dos conhecimentos modernos sobre

³ Relação água/cimento máxima, consumo mínimo de cimento por metro cúbico, tipo de cimento e de adições, diâmetro máximo do agregado, consistência no estado fresco, procedimento de compactação, altura máxima de lançamento, resistência mecânica mínima, entre outros.

modelos de deterioração e vida útil já reduz possíveis “exageros” antieconômicos que possam ocorrer em certos casos. Também são minimizados equívocos de análises simplificadas decorrentes de uma avaliação com escassez de informações ou do envolvimento de profissionais insuficientemente qualificados para julgar e tomar decisões que tenham impacto na vida útil da estrutura. Em resumo, o “terceiro nível” de projeto citado anteriormente viabiliza o atendimento da durabilidade desejada com maior precisão, economia e menores riscos de falhas. Para encerrar a relação do estado atual e da vanguarda nos métodos de projeto e avaliação de obras para atingirem uma determinada vida útil, é imperativo citar o emprego da Teoria da Confiabilidade que introduz conceitos estatísticos e de índices de segurança para uma determinada vida útil, sendo o estágio mais avançado atualmente empregado (ROSTAM, 2003; LIANG et al., 1999; VU e STEWART, 2000; ANDRADE, 2001). Não obstante, ainda é um método de introdução da durabilidade no projeto que está em desenvolvimento, discussão e aperfeiçoamento para ser disseminado no meio técnico de forma mais ampla no futuro. Poucos profissionais estão familiarizados com essa abordagem e seus métodos técnicos, matemáticos e estatísticos, razão pela qual, ainda são raros os projetos em que se faz uso de tais ferramentas (CEB, 1997).

Um exemplo de obra “projetada e executada para durar” é o Øresund Link, aberta ao tráfego em 2000. Trata-se do conjunto de estruturas rodoferroviárias que conectam as cidades de Copenhague na Dinamarca e Malmo na Suécia. A extensão total de travessia é de quase 16 km, dos quais se destacam a longa ponte de 7850 m (próxima à margem sueca) com um vão central estaiado que se conecta a um túnel sob o mar de 4050 m (próximo à margem dinamarquesa) para permitir a passagem de embarcações de grandes dimensões sem obstrução ou risco de impacto. A obra tem vida útil de projeto superior a 100 anos, dada sua importância estratégica e a necessidade de se minimizar e postergar gastos e infortúnios de intervenções de manutenção (ØRESUNDSBRO KONSORTIET, 2001). A Figura 1 apresenta uma vista aérea dessa interessante obra viária.



Figura 1 – Vista aérea da ponte e do emboque do túnel do Øresund Link⁴.

Conforme exposto, as obras-de-arte modernas de engenharia combinam aspectos de segurança, durabilidade, economia e estética e freqüentemente tornam-se monumentos notáveis no local em que estão implantadas. A ponte sobre o Rio Guamá, concluída em 2002 e situada próximo a Belém do Pará (Figura 2), é um exemplo dessas belas obras. Trata-se de uma ponte de concreto protendido cujo trecho central (em destaque) é estaiado com vão de 320 m, tendo sido executado pelo método dos balanços sucessivos com aduelas pré-moldadas. O restante da superestrutura, denominado “trecho corrente” é composto por vãos isostáticos em grelha, com vigas longarinas pré-moldadas também de concreto protendido. O impacto estético causado pelo desenho dos estais se combina com a imponência dos mastros (pilares) que os suportam e com o grande vão central sobre o leito navegável do rio, dando um aspecto de robustez e leveza em meio a um ambiente amazônico. Trata-se de um grande marco da engenharia nacional de projeto e execução.

⁴ Fotografia disponível em: www.oeresundsbron.com. Acesso em 27.08.2001.



Figura 2 – Vista panorâmica do trecho estaiado da ponte sobre o Rio Guamá (Pará)⁵.

Apesar de bons exemplos de obras seguras e duráveis como as citadas, tem-se todo o patrimônio de pontes e viadutos existentes executadas há mais tempo com padrões de qualidade muitas vezes inferiores aos mínimos desejáveis. As obras-de-arte estão invariavelmente sujeitas ao envelhecimento natural e à deterioração de suas propriedades funcionais e estruturais, mesmo que em velocidade e extensão diferentes. Além disso, são inúmeros os casos de acidentes estruturais ocorridos em obras de todo o mundo. Tais fatos chamaram a atenção da sociedade e motivaram a criação de novas linhas de trabalho e pesquisa dentro da engenharia civil. Os segmentos de **patologia, inspeção, diagnóstico e recuperação de estruturas** são algumas das áreas que mais se desenvolveram no meio técnico nas últimas décadas, dada sua importância estratégica e econômica.

Justificativa e importância do tema

Aspectos estratégicos e econômicos

A consciência e a preocupação com a durabilidade das estruturas de concreto são questões razoavelmente recentes na indústria da construção civil que modificaram a crença do passado de que tais obras poderiam ser eternas (CEB, 1992; NINCE, 1996, CUNHA, 1996). As ações ambientais e de utilização associadas aos fatores inerentes

⁵ Fotografia gentilmente cedida pela Probase Projetos e Engenharia Ltda., uma das empresas do consórcio que executou a ponte. (Serviço fotográfico: Agência Amazônia).

à concepção e ao projeto da estrutura, aos seus materiais e às condições de execução inserem processos de envelhecimento, dano ou obsolescência que reduzem a capacidade das OAEs de atenderem aos requisitos de utilização, ou seja, **funcionalidade, segurança estrutural e durabilidade**. Como ilustrado por diversos incidentes recentes, a perda gradual ou abrupta⁶ da capacidade resistente ou funcional da estrutura ou de seus elementos pode comprometer as condições de serviço ou até provocar sua ruína.

É fundamental observar que a maioria dos processos de deterioração desenvolve-se gradualmente e tem manifestações visíveis ou detectáveis por ensaios específicos. Assim, pode-se identificar, diagnosticar e solucionar os problemas antes que atinjam proporções graves ou que resultem em custos financeiros e sociais elevados de recuperação. Por essa razão, o acompanhamento periódico do estado das OAEs, por meio de vistorias e inspeções detalhadas, executadas conforme um conjunto de procedimentos padronizados e tecnicamente adequados, é o modo mais eficaz de subsidiar uma política de manutenção corretiva e preventiva de OAEs. Esse é o melhor meio para garantir economia, segurança, funcionalidade e alocação racional dos recursos disponíveis para a recuperação e manutenção de OAEs de acordo com a urgência de intervenção de cada obra.

Segundo Helene (1998), não há um conhecimento profundo do estado geral do conjunto de OAEs brasileiras. Em seu estudo, o autor estimou um patrimônio nacional de **30 a 50 mil pontes**. Landmann (2001) apresentou a síntese da vistoria de 742 OAEs⁷ de rodovias federais e forneceu dados estatísticos que ilustram a tipologia e o estado de conservação das obras viárias brasileiras. **34% das obras vistoriadas apresentavam problemas de durabilidade** e até 67% apresentavam problemas funcionais. A grande maioria dos problemas estruturais observados tinha origem em problemas de durabilidade que atingiram níveis preocupantes e afetaram a segurança estrutural. As obras analisadas tinham, em média, **670 m² de tabuleiro**.

⁶ Embora as estruturas de concreto sejam projetadas para apresentarem ruptura dútil no Estado Limite Último, se, ao longo de sua vida útil, os processos de deterioração não forem detectados previamente e corrigidos, pode-se atingir a ruína de forma abrupta. A perda acentuada de seção das armaduras devido à corrosão e a propagação de fissuras são alguns dos problemas que devem ser detectados e tratados em tempo hábil para evitar esse cenário.

⁷ Para essa estimativa consideram-se apenas pontes e viadutos de concreto (passagem superior e passagem inferior). Não foram consideradas obras metálicas, passarelas e passagens de gado.

Para obter uma estimativa atualizada e mais próxima da realidade dos custos **médios de recuperação das OAEs**, foram colhidos dados de **intervenções recentes (entre 2001 e 2003)** realizadas em obras de distintas idades (entre 20 e 40 anos), situadas em ambientes de diferente agressividade e submetidas a diferentes volumes de tráfego. Os dados foram fornecidos por duas grandes concessionárias de rodovias paulistas⁸. A AutoBAn, concessionária do sistema Anhangüera – Bandeirantes, estima um custo médio de recuperação das OAEs da primeira rodovia, construídas entre as décadas de 1960 e 1970, entre US\$ 70 e 85 por metro quadrado de tabuleiro. Já para a recuperação das OAEs da segunda rodovia, cujas obras foram construídas entre as décadas de 1970 e 1980, o custo médio cai para US\$ 35 a 50 / m². O ambiente em que se situam as rodovias é tipicamente rural de baixa agressividade. Já a Ecovias, concessionária do sistema Anchieta – Imigrantes, estima um custo médio de recuperação das OAEs da primeira rodovia, construídas no final da década de 1940 e começo da década de 1950, em US\$ 40 a 50 / m². Para a recuperação das OAEs da segunda rodovia, cujas obras foram construídas na década de 1970, o custo médio é de US\$ 35 a 40 / m². O ambiente em que se situam as rodovias é de agressividade moderada⁹. Assim, tomando tais dados como referência, estima-se um custo médio de recuperação das OAEs¹⁰ de **US\$ 50 a 70 / m² de tabuleiro**.

Admitindo-se para uma **estimativa inicial** que os dados levantados anteriormente constituam uma amostra representativa e que os custos informados pelas concessionárias possam ser estendidos para o resto do país, atinge-se a considerável soma de **US\$ 1,0 a 2,3 bilhões para a manutenção das OAEs brasileiras nos próximos anos, somente para sanar os problemas de durabilidade**. Vale ressaltar

⁸ Dados gentilmente cedidos em setembro de 2003 pela concessionária Engelog - AutoBAn (Eng. José Inácio Viana) e pela concessionária Ecovias (Eng. Alexandre Ribeiro). Valores calculados a partir das intervenções mais recentes em OAEs das rodovias citadas, considerando os valores reais pagos pelos serviços de recuperação das estruturas. **Não foi possível obter informações mais precisas.** Todos os valores citados no texto foram inicialmente fornecidos em reais e convertidos em dezembro de 2003 para dólares (**US\$ 1,00 = R\$ 2,90**).

⁹ A análise desses valores não corresponde ao "intuitivamente esperado", ou seja, os custos de manutenção da concessionária Ecovias deveriam ser maiores devido à maior idade das obras, maior dificuldade de acesso e à maior agressividade ambiental. Contudo, segundo o próprio Eng. Alexandre Ribeiro que forneceu os dados, as obras sob concessão da Ecovias sofreram diversas intervenções corretivas e preventivas ao longo dos anos que antecederam a concessão, o que permitiu que atualmente os custos de conservação fossem menores.

¹⁰ O custo foi estimado como a média ponderada dos custos referentes a cada rodovia considerando-se o número de OAEs de cada uma e a correspondência de suas condições de conservação e de exposição ambiental com as demais OAEs brasileiras.

que as rodovias paulistas, em especial as citadas, têm um padrão de execução e manutenção superior à média nacional o que indica que os custos totais reais podem ser ainda maiores. É válido também recordar que os valores estimados referem-se unicamente a custos relacionados a problemas de **durabilidade**. Os custos de adequação funcional e reforço estrutural não compõem o montante calculado, no entanto, têm demandado grande volume de recursos nos últimos anos.

Magalhães, Folloni e Furman (1989) vistoriaram 145 pontes e viadutos do Município de São Paulo no final da década de 80 e classificaram 22 (15%) dessas obras como de alto risco estrutural e 18 (12%) como de médio risco. Do total, 84 (58%) apresentavam problemas de corrosão das armaduras. Como a política de manutenção das OAEs urbanas de São Paulo ainda se concentra em intervenções corretivas tardias, pode-se inferir que o quadro levantado há mais de 15 anos pode até ter piorado. A falta de verbas para a manutenção preventiva e as questões políticas e de gestão dos órgãos responsáveis em âmbito municipal, estadual e federal são fatores que agravam ainda mais a situação.

Conforme Vaysburd (1996), das 564 mil pontes existentes nos EUA até 1996, aproximadamente 106 mil requeriam reparo ou substituição. Dunker e Rabbat (1993) indicam que esse montante pode ser ainda maior, atingindo a marca de 200 mil pontes consideradas deficientes até 1993. No mesmo ano, o *Strategic Highway Research Program* (1993) dos EUA estimou um custo médio de US\$ 20 bilhões para sanar problemas de deterioração das OAEs daquele país, estimando a alarmante taxa de crescimento de tal custo em US\$ 500 milhões por ano.

Dados recentes levantados pelo *Federal Highway Administration* dos EUA (2003), órgão gestor da malha rodoviária norte-americana, apontam uma quantidade de 600 mil pontes até o ano de 2003, metade das quais construídas entre 1950 e 1994. Para tais obras, somente o custo associado ao reparo e proteção contra a corrosão das armaduras (passivas e ativas) é de 2,1 a 5,9 bilhões de dólares anuais.

Pelo exposto, o Brasil encontra-se em situação bastante desfavorável. Apesar de o desenvolvimento nacional ser mais recente, resultando em obras mais novas que a maioria das OAEs norte-americanas, o custo unitário médio de recuperação, ou seja, o custo total estimado para a manutenção das OAEs dividido pelo número total de

OAEs de cada país é seis vezes maior para o Brasil. Deve-se considerar que, na realidade, os custos estimados para os EUA são apenas para a manutenção das pontes de concreto (armado e protendido) e que o número total estimado de OAEs desse país inclui as antigas pontes de madeira e também as metálicas. Assim esse fator de seis vezes pode ser menor, mais ainda assim certamente estará acima de quatro, pois cerca de 70% das pontes dos EUA são de concreto. Em resumo, o custo médio de manutenção das OAEs de concreto brasileiras é de quatro a seis vezes maior que o das norte-americanas. São muitas as razões de tal diferença, entre as quais:

- Política de manutenção preventiva e corretiva deficiente, além de um histórico de poucos investimentos diante da importância estratégica e econômica das OAEs rodoviárias e ferroviárias do Brasil;
- Falta de conhecimento mais aprofundado sobre o estado geral das obras devido à deficiência nos processos de inspeção e cadastramento (uso amplo de SGOs¹¹);
- Padrão inferior de qualidade na execução das obras, pois os cuidados e medidas práticas de controle da qualidade durante a construção tornaram-se mais exigentes somente nos últimos anos no Brasil;
- Antigas soluções de projeto que comprometeram a durabilidade e dificultaram a inspeção e manutenção das OAEs;

Os dados citados dão a dimensão aproximada do impacto que a manutenção das OAEs tem na economia de um país, em particular do Brasil. É pertinente, portanto, que a conservação dessas estruturas seja realizada com mínimo custo e com a aplicação ponderada dos recursos financeiros disponíveis. Tais objetivos são possíveis quando se tem conhecimento detalhado e atualizado do estado do conjunto de obras a serem conservadas ao longo do tempo. Para tanto, o órgão gestor deve valer-se de um Sistema de Gerenciamento de OAEs (SGO) que disponha de critérios de classificação da gravidade, extensão e intensidade dos problemas de cada OAE, dando-lhes graus diferentes de urgência de intervenção. De tal maneira, a manutenção das obras torna-se economicamente viável e, no longo prazo, atinge-se maior homogeneidade no estado de conservação da infraestrutura de cada via, sempre acima de um patamar mínimo aceitável.

¹¹ Sistemas de Gerenciamento de Obras-de-Arte Especiais: abordados mais adiante nesta Introdução.

Acidentes em OAEs

Inúmeros casos de obras que sofreram graves danos ou até ruína atestam a importância do controle das condições das OAEs para a solução prévia de problemas que podem atingir proporções catastróficas. Publicações nacionais e internacionais recentes (HELENE, 1998; MALLET, 1996; CUNHA et al. 1996) apresentam e discutem alguns desses incidentes.

Recentemente, no Município de São Paulo, algumas obras-de-arte apresentaram problemas, causando um impacto social imensurável e tendo um elevado custo de recuperação. Alguns casos que tiveram maior repercussão são citados a seguir:

- **Viaduto Tatuapé (1996-2002):** nos últimos anos, pelo menos três episódios de incêndio em moradias improvisadas sob a obra afetaram a superestrutura, obrigando a realização de recuperações estruturais de emergência;
- **Ponte dos Remédios (1997):** os cabos de protensão da superestrutura romperam-se devido à corrosão em uma junta de concretagem mal executada que fissurou e permitiu a infiltração de água. A Figura 3 (a) retrata uma manchete da época expondo a magnitude do incidente do ponto de vista social e econômico;
- **Viaduto Mofarrej (2000):** o fogo produzido por moradores de rua abrigados sob o tabuleiro afetou parte da superestrutura, comprometendo a funcionalidade da obra e obrigando a execução de uma intervenção corretiva emergencial;
- **Ponte Jaguaré (2000):** um dos aterros de encontro rompeu, provocando o afundamento da pista no acesso à obra;
- **Viaduto Aricanduva (2000):** um dos apoios rompeu devido à corrosão das armaduras, provocando a interdição parcial do tabuleiro e uma recuperação estrutural de emergência bastante onerosa ao município;
- **Ponte Eusébio Matoso (2002):** o choque de um caminhão com excesso de altura contra o tabuleiro provocou a interdição imediata da pista expressa da Marginal Pinheiros e exigiu a demolição e reconstrução do vão afetado, Figura 3 (b);



Figura 3 – (a) Capa da Revista Veja São Paulo da semana do acidente com a Ponte dos Remédios. Em destaque, nota-se a fenda de 15 cm que se abriu no vão central da ponte após a ruptura dos cabos de protensão. (b) Vista inferior do tabuleiro da Ponte Eusébio Matoso após o choque, com destaque para a destruição total das vigas longarinas externas e também para o escoramento provisório.

Em janeiro de 2005, um vão extremo do tabuleiro da ponte Capivari, situada na Rodovia Régis Bittencourt (BR-116), ruiu, comprometendo o tráfego nessa importante rodovia. As investigações realizadas até o fechamento deste texto indicam que a deficiência de drenagem e de proteção superficial foram gradualmente comprometendo a estabilidade do talude do encontro ao qual se ligava o vão que colapsou. Aparentemente, o talude rompeu devido à ação das águas pluviais e arrastou os pilares extremos de sustentação do tabuleiro, provocando a queda do primeiro vão. O acidente não causou maiores danos ao restante da estrutura, pois se trata de estrutura com vãos isostáticos em grelha (portanto independentes) e a queda do tabuleiro extremo causou poucas avarias à outra linha de apoio que suporta também o vão seguinte. A Figura 4 apresenta uma vista panorâmica do tabuleiro e do talude do encontro que romperam no dia seguinte ao acidente. A obra já tinha sofrido intervenções de recuperação da superestrutura, porém não foram encontradas informações sobre possíveis medidas de proteção / estabilização dos taludes.



Figura 4 – Vista do vão que ruiu da ponte Capivari (BR-316) no dia seguinte ao acidente. Nota-se que o talude do encontro rompeu e “arrastou” os pilares do apoio extremo da ponte, provocando o colapso do vão em destaque. Notar, no fundo da fotografia, a ponte mais nova da outra pista da rodovia e a proximidade da linha de ruptura do talude (Nilton Fukuda – Agência Estado).

Segundo os órgãos públicos responsáveis pela gestão das OAEs citadas, todas foram submetidas a vistorias periódicas conforme define a NBR-9452 (ABNT, 1986) e/ou a norma do DNIT (DNER, 1994 revisada por DNIT, 2004). Alguns fatores podem justificar os graves incidentes:

- As inspeções podem não ter sido conduzidas com métodos adequados ou com suficiente detalhamento para detectar os problemas existentes e potenciais que se “tratados” preventivamente evitariam os acidentes e colapsos ocorridos. Além disso, falhas executivas ou de projeto podem não ter sido detectadas;
- As inspeções realizadas podem não ter sido realizadas com a frequência adequada, gerando um grande intervalo de tempo sem o levantamento de informações da obra e impedindo que se tomassem medidas preventivas e corretivas em tempo hábil para evitar acidentes e transtornos maiores;
- As recomendações de intervenções terapêuticas (recuperação e reforço) dos relatórios de inspeção das OAEs podem não ter sido concretizadas de forma correta ou em tempo hábil, permitindo que processos de deterioração tivessem continuidade e provocassem os incidentes reportados.

Inúmeros relatos de acidentes causados por choque de veículos e embarcações ou por problemas estruturais e de durabilidade podem ser encontrados na literatura técnica e na imprensa. Um caso aparentemente inesperado para um país desenvolvido como os

EUA é o da passarela de concreto protendido que ruiu em 2000 na rodovia US-29 (Carolina do Norte), deixando 107 pessoas feridas. O engenheiro que realizou a inspeção após o acidente disse ter encontrado sinais claros de corrosão nos cabos de protensão rompidos. A estrutura, construída a menos de 10 anos, nunca havia sido inspecionada (CNN, 2000). A antiga ponte sobre o Rio Douro em Portugal colapsou em 2001 (Figura 5) devido à perda de confinamento de suas estacas, causando mais de 70 mortes (RIBEIRO, 2001). As antigas estacas de madeira estavam cravadas em terreno arenoso que sofreu forte erosão pela ação hidrodinâmica do rio, reduzindo o confinamento e produzindo instabilidade das fundações.



Figura 5 – Parte do tabuleiro da ponte sobre o Rio Douro que ruiu devido à perda de confinamento e ruptura das estacas de fundação (RIBEIRO, 2001).

Aspectos técnicos

Todos esses incidentes denotam que é preciso ampliar o conhecimento e o controle sobre as causas e mecanismos responsáveis pelos processos de deterioração para minimizar o número de acidentes e problemas graves em OAEs.

A exposição direta aos agentes ambientais de deterioração e o regime dinâmico de solicitação estrutural aceleram a evolução dos problemas patológicos e da perda de desempenho da estrutura da OAE e de seus componentes, requerendo, portanto, inspeções periódicas para manter a segurança e funcionalidade da obra.

O presente trabalho é resultado dessa fundamental observação. Ele foi desenvolvido com o intuito de pesquisar e analisar os principais métodos existentes de inspeção de

pontes e viadutos de concreto, sintetizar uma proposta de método de inspeção e aplicá-la. O foco do estudo incide sobre os aspectos de **durabilidade**.

A principal contribuição deste trabalho é o fornecimento de parâmetros para:

- Orientação de procedimentos adequados de inspeção e diagnóstico de OAEs rodoviárias e ferroviárias para orientar a manutenção da infraestrutura existente;
- Fornecimento de dados de campo para a verificação da capacidade portante residual e da segurança estrutural de pontes ou viadutos obsoletos ou danificados;
- Auxílio a estudos para passagem de cargas especiais (CVC);
- Levantamento de dados para o projeto de alargamento, reforço ou readequação de pontes existentes;
- Contribuição à revisão dos textos normativos existentes;
- Formulação de recomendações de projeto e execução de novas OAEs, com base nas observações dos problemas das estruturas existentes, para reduzir a incidência de processos precoces de deterioração, aumentar a vida útil das novas obras, facilitar as operações de inspeção e reduzir os custos de manutenção.

O tema terá destaque ainda maior nos próximos anos devido não só ao envelhecimento e à obsolescência das obras existentes, mas também para atender a exigências normativas de vistoria periódica, manutenção (preventiva e corretiva) e adequação das obras existentes ao trem-tipo e gabarito atuais¹². Os numerosos casos de obras severamente deterioradas que geraram custos financeiros e sociais elevados são fatores que tornam o tema ainda mais relevante, pois inspeções bem executadas em intervalos adequados alertariam para a necessidade de medidas preventivas e corretivas de menor porte que, com custo e transtorno reduzidos, evitariam as interdições e ruínas observadas em muitos casos.

Sistemas de gerenciamento de obras-de-arte

Sistema de gerenciamento de OAEs (SGO) (HORTA, 2000) é um programa que viabiliza o planejamento e controle das inspeções e medidas de manutenção realizadas em um conjunto de OAEs sob gestão de um órgão público ou privado.

¹² Atualmente diversas pontes estão sendo adequadas (obras de alargamento e reforço) ao trem-tipo **TB-45** (45 tf) e ao gabarito inferior de **5,50 m** que é o padrão rodoviário especificado pelo DNIT para rodovias de classe 0, 1 e 2. Contudo a maioria das OAEs brasileiras ainda atende apenas ao TB-36 (36 tf) ou TB-24 (24 tf) e têm gabaritos inferiores de 4,00 a 4,50 m, valores indesejáveis do ponto de vista funcional e de segurança para a estrutura e para os usuários, pois são freqüentes os choques de veículos altos contra a superestrutura de pontes, causando danos leves ou até colapsos.

Usualmente é constituído por um programa de computador dotado de um banco de dados que armazena as informações de cadastro e do estado de conservação¹³ de cada OAE, a partir dos dados levantados por inspeções de campo. A cada nova inspeção, o banco é atualizado com parâmetros mais precisos sobre o estado presente da estrutura e com dados sobre eventuais alterações ou intervenções realizadas no período. De posse dessas informações, o programa gerencia e aloca de forma racional e otimizada os recursos disponíveis para a manutenção das OAEs.

Para fazer a distinção entre a urgência de intervenção devido à gravidade e à extensão dos problemas de cada OAE, deve-se fornecer ao SGO a classificação das condições das OAEs segundo o critério em vigor, seja ele mais genérico e subjetivo ou complexo e aprofundado. Com base na classificação do estado das OAEs e em informações complementares sobre sua idade, extensão, relevância para o sistema viário, entre outros, o programa emprega um critério que pondera os riscos e custos envolvidos, gerando uma distribuição balanceada de recursos que, de modo geral, tende a priorizar a solução dos casos mais graves e, ao longo do tempo, proporciona a homogeneização do estado geral das OAEs sob sua gestão.

Alguns dos SGOs mais modernos (DAS, 1998; INDUSHOBHA et al., 1997) contêm ferramentas estatísticas e modelos matemáticos de envelhecimento das estruturas e de seus componentes que tornam mais precisa a distinção entre a urgência e a gravidade dos problemas existentes e futuros das OAEs, permitindo que a distribuição de recursos financeiros para a manutenção dessas obras seja ainda mais otimizada e racional ao longo do tempo (BRITO et al. 1998; MENDONÇA et al., 2000). Assim, evita-se que casos de menor gravidade “consumam” recursos que poderiam ser aplicados para solucionar problemas mais graves. Contudo, para essa classe mais evoluída de SGOs também é necessário que a diversidade, profundidade e confiabilidade dos dados fornecidos sejam maiores. Isso implica obrigatoriamente na realização de inspeções mais aprofundadas, com maior frequência e, em alguns casos, em sistemas de monitoramento contínuo de alguns parâmetros das obras.

¹³ Segurança estrutural, adequação funcional e durabilidade dos materiais e componentes.

O *Federal Highway Administration* (FHWA) dos EUA tem um SGO que gerencia infraestrutura rodoviária deste país e é um dos sistemas existentes mais avançados. É denominado PONTIS (KHAN, 2000) e é aplicado com sucesso há vários anos.

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) iniciou em 2001 uma pesquisa financiada pelo Banco Interamericano de Desenvolvimento (BID) para estudar a viabilidade de implantação do sistema PONTIS às OAEs das rodovias federais, tendo levantado informações sobre as condições estruturais, funcionais e de durabilidade de mais de 1200 obras. Em março de 2005, o contrato firmado para este projeto havia sido paralisado temporariamente (DNIT, 2005).

Embora esta Dissertação não se aprofunde no estudo dos SGOs, a metodologia de inspeção proposta poderá contribuir para a implantação e a evolução dos SGOs na malha viária nacional sob gestão pública e privada, trazendo benefícios aos órgãos gestores e também aos usuários no médio e longo prazo.

Pesquisadores e centros de pesquisa sobre o tema

Dada a importância estratégica e econômica do tema, diversos centros de pesquisa dedicam-se ao estudo de técnicas de inspeção, métodos de ensaio e sistemas de monitoramento e gerenciamento de pontes. Na sua maioria, são centros ligados a órgãos governamentais ou diretamente subordinados aos departamentos de transporte dos países, além de convênios entre governos e universidades. A seguir são enumerados alguns dos principais centros e pesquisadores de referência na área de inspeção de pontes e viadutos de concreto. Não é objetivo desta dissertação contemplar todos os pesquisadores e centros dedicados ao tema, sendo citados apenas os de maior projeção nacional e internacional que foram identificados pela revisão bibliográfica realizada e que serviram de referência para o presente texto.

Nos EUA, o *National Research Council* criou um programa de inspeção, cadastramento e avaliação de técnicas de inspeção e recuperação de pontes de concreto, aço e madeira. O denominado *Strategic Highway Research Program* (SHRP) desenvolveu diversas pesquisas sobre a avaliação do estado de conservação de pontes, sendo uma das referências internacionais mais fortes devido à abrangência dos temas abordados e aos resultados obtidos até o momento, quais sejam:

- Publicações sobre ensaios e critérios de julgamento (EUA, 1993);
- Aplicação do sistema de gerenciamento de OAEs denominado PONTIS que, valendo-se de um critério de avaliação de gravidade e de modelos de envelhecimento, orienta e gerencia a alocação de recursos para a recuperação das OAEs, ou seja, a partir dos resultados de campo, define as prioridades de intervenção ou correção dos problemas de um conjunto de pontes.

Outra entidade norte-americana de grande projeção é a *American Association of State and Highway Transportation Officials* (AASHTO), voltada ao desenvolvimento de todos os meios rodoviários de transporte e temas relacionados tais como materiais, pavimentos, OAEs, etc. Foi produzido um manual de inspeção de pontes que serviu de referência a esta Dissertação (AASHTO, 1998).

Um grupo especial de pesquisa do *US Army Corps of Engineers* desenvolveu um manual de inspeção e manutenção de pontes que foi disponibilizado para consulta pública (USACE, 1994). Contudo, poucas informações adicionais sobre outras pesquisas estão disponíveis. As diretrizes principais desse manual estão focadas na manutenção das OAEs, sendo muito concisa e genérica a parte relativa à inspeção e diagnóstico prévios das obras.

Além das três entidades citadas, o *American Concrete Institute* (ACI) e a *American Society of Civil Engineers* (ASCE) também estudam e publicam trabalhos sobre a inspeção, avaliação e recuperação de estruturas de concreto armado e protendido, porém com foco mais amplo, não se restringindo apenas a OAEs.

O *Comité Euro-International du Béton* (CEB), atual *Fédération Internationale du Béton* (fib), tem publicações relacionadas à inspeção, diagnóstico e avaliação da durabilidade de estruturas de concreto, além de publicações específicas sobre projeto e análise estrutural de pontes. Embora não haja publicação específica sobre inspeção e diagnóstico de pontes, a leitura combinada de alguns boletins fornece um panorama do conhecimento dos principais países europeus na área da presente pesquisa.

Na Inglaterra, a durabilidade das pontes de concreto é estudado há algumas décadas. Em 1989, Wallbank publicou um relatório de avaliação de 200 pontes. O trabalho contemplou observações visuais, medidas de potencial de corrosão, determinações do teor de cloretos, profundidade de carbonatação, espessura de cobrimento sobre as armaduras, entre outros ensaios de durabilidade. A conclusão geral foi que 30% do

total das pontes vistoriadas (60), apresentavam problemas graves de durabilidade. Os estudos ainda continuam com forte investimento governamental de forma que, segundo o autor, foram implantadas mais 10 novas pesquisas visando à melhoria dos recursos de avaliação de estruturas (equipamentos de ensaio); 18 sobre a corrosão causada pelos íons cloretos, 14 sobre reação álcali-agregado e mais 14 sobre diretrizes para os procedimentos de manutenção de obras deterioradas.

Na Espanha, Calvo (2001) realizou recente estudo sobre o estado de conservação de pontes existentes e levantou os principais problemas que as afetam. Trata-se do resumo do trabalho que vem sendo realizado pela *Dirección General de Carreteras del Ministerio del Fomento*, no qual os problemas são classificados conforme o tipo de ponte em que ocorrem, origens e gravidade. Por fim, relata as medidas dos órgãos técnicos e governamentais daquele país para conter a deterioração das OAEs e restabelecer sua funcionalidade e segurança estrutural. No mesmo país, Casas (2000) propôs e aplicou um método de avaliação da capacidade portante de pontes que se baseia na Teoria da Confiabilidade e associa a um dado comportamento estrutural um grau de risco de ruína. O mesmo pesquisador e seu grupo de trabalho dedicam-se ao aprimoramento de técnicas e métodos de monitoramento e avaliação de OAEs na Universidade Politécnica da Catalunha, tendo publicado diversos trabalhos acadêmicos e artigos técnicos sobre o tema nos últimos anos.

Na América Latina, diversos estudos com objetivos semelhantes foram realizados. Possivelmente o mais desenvolvido em termos de recursos financeiros, aprofundamento dos temas e estágio de implantação é o do Instituto Mexicano do Transporte (MARTÍNEZ, 2003) que desenvolve um programa extenso de inspeção, monitoramento e gerenciamento de OAEs no território mexicano. Foram criados programas de treinamento e capacitação de equipes técnicas para a realização dos trabalhos de campo e gerenciamento. No Paraguai, Gavilán e Baruja (2001) realizaram a inspeção de 61 pontes de concreto com foco na durabilidade, tendo obtido resultados bastante expressivos e relevantes para um país de desenvolvimento econômico e tecnológico inferior ao brasileiro, merecendo, portanto, citação como iniciativa de sucesso diante de diversas restrições.

No Brasil, os estudos sobre a inspeção e gerenciamento de pontes não são suficientemente integrados. A pesquisa bibliográfica e as entrevistas realizadas com profissionais atuantes na área indicaram que os programas de pesquisa realizados no país têm pouca ou nenhuma integração e não tiveram difusão significativa se comparados aos estudos de outros países, com raras exceções. No entanto, há normas e manuais publicados por entidades como a ABNT (1986), IPR-DNIT (2004) e ARTESP (1999) para orientar a inspeção de pontes e viadutos.

O Instituto de Pesquisas Rodoviárias do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (IPR-DNIT) criou uma comissão que revisou e atualizou a norma DNER 123/1994. O resultado foi a norma DNIT 010/2004 que rege a inspeção das OAEs da malha rodoviária e ferroviária federal.

A norma ET-C21/002 da ARTESP (1999) regulamenta atualmente os procedimentos de inspeção das OAEs paulistas e tem auxiliado os SGOs das concessionárias na alocação dos recursos disponíveis para sanar os problemas conforme sua gravidade e homogeneizar o estado de conservação das OAEs de uma via ao longo do tempo.

No âmbito de um convênio entre a Universidade Federal do Rio Grande do Sul e a Prefeitura Municipal de Porto Alegre, Klein et al. (2001) desenvolveram e aplicaram um método de inspeção e avaliação de OAEs para orientar a política de recuperação das obras. O método proposto foi aplicado bianualmente durante a década de 1990 a um grupo de pontes, viadutos e passarelas de Porto Alegre. As publicações dos autores e a análise crítica do método realizada por Laner (2001) demonstram que se trata de uma proposta técnica de sucesso, merecendo destaque nacional. Na Divisão de Engenharia de Infraestrutura do Instituto Tecnológico da Aeronáutica, Lencioni desenvolve atualmente pesquisa de Mestrado, sob orientação da Professora Mariângela de Lima (cuja área principal de pesquisa é durabilidade de estruturas e corrosão de armaduras), com o objetivo de desenvolver um manual de inspeção de OAEs que será mais uma contribuição ao meio técnico para a melhoria dos procedimentos empregados atualmente, em especial no Brasil.

Por fim, o Laboratório de Estruturas e Materiais Estruturais do Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações da EPUSP (LEM – PEF) aplicou com sucesso em diversas obras um método de verificação do comportamento estrutural de OAEs.

O método se baseia na retro-análise de resultados do comportamento estrutural a partir de ensaios dinâmicos sobre a obra e da verificação do projeto para realizar uma análise modal da estrutura. O resultado do estudo é um diagnóstico amplo das possíveis deficiências estruturais das obras. Contudo, como se trata de método de abordagem prioritariamente estrutural, não será discutido nesta Dissertação.

Objetivo

O objetivo desta Dissertação é propor e aplicar um método de inspeção de pontes e viadutos de concreto para subsidiar o diagnóstico dos problemas de durabilidade, tomando-se como referência documentos nacionais e internacionais.

Método da pesquisa

A pesquisa consistiu de uma revisão e análise da seqüência de atividades, procedimentos e ensaios propostos e, por fim, dos critérios de cada método existente. De forma complementar, os problemas mais frequentes que afetam essas estruturas e os principais métodos de ensaio para sua inspeção e diagnóstico são apresentados. Visando a avaliar e validar o método proposto, ele foi empregado na inspeção e diagnóstico de uma antiga ponte ferroviária de concreto armado com severos problemas de durabilidade e alguns problemas estruturais.

Conteúdo

Estrutura da Dissertação

Esta Dissertação apresenta um estudo sobre métodos de inspeção de pontes e viadutos de concreto, discutindo sua aplicação, abordagem, critérios, vantagens e desvantagens. O foco do trabalho incide sobre os aspectos de **durabilidade**¹⁴, embora os **aspectos estruturais e funcionais** sejam considerados com maior concisão.

¹⁴ **Aspectos de durabilidade** são aqueles relacionados à deterioração dos materiais e componentes de uma OAE por efeito físico ou químico ao longo do tempo. São devidos à ação de fatores principalmente ambientais que afetam a integridade e a capacidade de se manter as propriedades desejáveis em um prazo determinado. **Aspectos estruturais** são aqueles relacionados às ações físicas e mecânicas sobre a estrutura que introduzem esforços ou danos mais severos que os admissíveis ou desejáveis, comprometendo diretamente a capacidade de atender à segurança e estabilidade estrutural. **Aspectos funcionais** são aqueles relacionados à utilização da obra e à sua capacidade de atender à demanda de segurança, conforto e adequação ao tráfego.

No **Capítulo 1**, são analisados e confrontados os principais métodos existentes de inspeção de pontes e viadutos de concreto quanto ao enfoque, abrangência e critérios.

No **Capítulo 2**, é proposto um método de inspeção de pontes de concreto que sintetiza os aspectos mais relevantes observados nos capítulos anteriores.

O **Capítulo 3** apresenta o estudo de caso do trabalho que foi a aplicação do método proposto a uma antiga ponte ferroviária com problemas estruturais e de durabilidade.

As **Conclusões** apresentam as conclusões gerais do trabalho, as contribuições ao meio técnico e as sugestões para o prosseguimento de novas pesquisas.

Limitações da pesquisa

O objetivo desta Dissertação não é explorar o tema de inspeção e manutenção de OAEs em todos os seus aspectos. Foram selecionados apenas os aspectos considerados mais relevantes no Brasil e comuns à inspeção de OAEs de concreto. Evitou-se abordar questões ou métodos e equipamentos pouco comuns.

Fatores alheios à realidade brasileira tais como efeitos sísmicos, corrosão de armaduras produzida por saís de degelo, entre outros, não são contemplados.

Também não são propostos métodos de ensaio ou critérios de análise e julgamento inéditos. Trata-se tão-somente de uma análise crítica do conhecimento atual sobre o assunto e de uma seleção criteriosa das propostas existentes na literatura.

São abordadas as etapas de **investigação e diagnóstico das OAEs**. Não é objetivo desta Dissertação discutir aspectos relativos à recuperação ou reforço de obras-de-arte (OAEs), políticas de manutenção e Sistemas de Gerenciamento de OAEs.

Como já citado, esta Dissertação concentra-se nas questões de **durabilidade** e aborda de forma **expedita** os aspectos de segurança estrutural e adequação funcional.

CAPÍTULO I

1. MÉTODOS EXISTENTES DE INSPEÇÃO DE PONTES E VIADUTOS DE CONCRETO

O filósofo e matemático René Descartes definiu **método**¹⁵ como o conjunto de regras de conduta que definem os procedimentos para a obtenção de **resultados verdadeiros** sobre um dado fenômeno. O método da pesquisa científica e tecnológica estabelece as regras de experimentação, observação e avaliação de um fenômeno para a comprovar uma hipótese ou formular uma teoria. Trata-se, portanto, de uma doutrina que se presta à obtenção de conclusões validadas pela demonstração prática ou analítica de hipóteses plausíveis, valendo-se de observações e experiências que confirmem ou refutem as hipóteses inicialmente formuladas (VARGAS, 1985).

Um método de inspeção de pontes insere-se no campo dos métodos de pesquisa tecnológica e deve, sempre que possível, seguir as mesmas premissas e regras da pesquisa de aplicação. No entanto, os procedimentos de inspeção de tais estruturas têm particularidades que se desviam em certos aspectos da metodologia clássica positivista. A obtenção dos resultados desejados nem sempre é possível por meios puramente científicos e diretos ou empregando integralmente critérios estatísticos como, por exemplo, na definição do plano de amostragem de certo ensaio. Outros fatores intervenientes são a dificuldade de acesso a algumas partes da estrutura, as grandes extensões de áreas a serem inspecionadas e a limitação de recursos e tempo. Juntos, estes fatores restringem a abrangência e a profundidade do estudo, produzindo resultados muitas vezes parciais e com elevado grau de incerteza, sobre os quais é necessário fazer deduções criteriosas para obter as respostas desejadas. Assim, trata-se da aliança de princípios científicos com uma parcela de bom senso,

¹⁵ DESCARTES, R. **Discurso do método**. São Paulo: Martins Fontes, 1998. 70 p.

conhecimento e experiência técnica para definir um plano de investigação e análise de resultados que gera as informações requeridas sobre o estado de uma OAE.

1.1. Conceitos básicos para a inspeção e diagnóstico de pontes e viadutos de concreto

Para guiar uma seqüência de procedimentos padronizados que conduzam de forma eficaz, confiável e econômica ao levantamento do estado de conservação de uma ponte ou viaduto, é preciso definir previamente os objetivos de tal investigação, os resultados esperados, as limitações existentes, os recursos e o tempo disponíveis. Então, planejam-se as atividades e a demanda de recursos para definir-se o cronograma de trabalho. De posse dos dados levantados (**inspeção**), segue-se à sua análise – etapa denominada de **diagnóstico** – para, então, concluir a investigação com o exame dos resultados, por meio de um critério de julgamento – etapa denominada de **avaliação**. Por fim, com base nos dados disponíveis, estima-se a evolução futura dos problemas para os cenários de não-intervenção e após intervenção corretiva ou preventiva – etapa denominada de **prognóstico** (CEB, 1989).

Um método de inspeção de pontes deve seguir a seqüência lógica apresentada baseando-se, sempre que possível, em critérios padronizados de observação, amostragem e julgamento dos resultados para descrever com realismo e precisão o estado de uma OAE. A inspeção não é, portanto, um **objetivo** em si, mas o **modo** pelo qual se obtêm dados desejados sobre uma estrutura. Como tal, tem um **ponto de partida** (demanda de informações), um **meio** (procedimentos de inspeção, obtenção e julgamento dos resultados) e um **ponto de chegada** (levantamento, avaliação e julgamento das informações requeridas) (BRINCKERHOFF, 1993).

O **diagnóstico** de um quadro patológico é – segundo a metodologia da pesquisa científica – a **confirmação de uma hipótese previamente formulada** que é verificada pela interpretação das observações feitas e dos resultados obtidos de ensaios e medidas realizadas na obra. Trata-se da compreensão completa ou parcial dos fenômenos envolvidos, dos agentes atuantes e de suas origens.

Cabe, nesta etapa introdutória do texto, estabelecer uma **analogia de caráter didático** que auxilia a estabelecer conceitos e a sistemática fundamental da inspeção e diagnóstico de pontes e viadutos de concreto, conforme segue.

O ofício de inspecionar, diagnosticar, avaliar e propor intervenções em uma estrutura se parece em muitos aspectos ao de um médico e, talvez, por essa razão, muitos dos termos empregados nesse campo da Engenharia tenham sido “herdados” da Medicina¹⁶. Os **sintomas** são as **manifestações patológicas** que podem ser estudados por meio de **exames** clínicos ou de laboratório (**observações visuais e ensaios** realizados “in loco” ou em laboratório). A **coleta de informações preliminares** sobre as condições e o **histórico do paciente** é importante para que o médico formule as hipóteses de diagnóstico que serão testadas na investigação minuciosa, etapa similar às denominadas de **inspeção preliminar e anamnese**.

De posse de todas as informações levantadas, o médico procura explicar suas observações por meio dos resultados e indícios complementares, definindo o diagnóstico mais provável da(s) doença(s). Só então, estará suficientemente munido de dados para propor uma conduta de tratamento (terapia). Se alguma etapa do processo de investigação médica for omitida ou tiver elevado grau de incerteza, podem-se cometer equívocos na identificação dos problemas (diagnóstico errado), o que conduzirá à adoção de medidas terapêuticas possivelmente inadequadas que podem até piorar o quadro patológico do paciente por “mascarar” os sintomas sem sanar suas causas. Tal raciocínio pode ser estendido à prática da inspeção e manutenção de estruturas com o fator agravante de que o “paciente não procura o médico e não sabe falar” (precisa ser examinado periodicamente). Além disso, os ensaios disponíveis na Engenharia costumam ser mais escassos, caros, imprecisos e demorados que os exames da Medicina. Deve-se ponderar também a maior dificuldade de acesso a certas partes da obra. Outro item a se considerar é a escassez usual de dados de projeto, execução e histórico das obras pela deficiência ou ausência de documentação e informações nos arquivos dos órgãos gestores. É como não se dispor da “ficha médica do paciente”.

¹⁶ Patologia, diagnóstico, prognóstico, anamnese, terapia, entre outros.

Embora o “corpo humano” tenha seu funcionamento amplamente estudado pela Medicina, cada paciente é único e tem um comportamento distinto. Assim também ocorre com as estruturas de concreto. Dentro do conjunto dessas obras, as pontes e viadutos estão entre as que apresentam a maior complexidade e diversidade de características e ações externas possíveis, o que os torna “pacientes especiais” que requerem maior cuidado para a inspeção, diagnóstico e tratamento.

Praticamente todos os recursos e conceitos que se empregam na inspeção e diagnóstico de pontes e viadutos de concreto são similares aos empregados no estudo de outras obras ou edificações, porém é importante discernir entre os **requisitos de desempenho** desejáveis para as OAEs, as particularidades das **solicitações estruturais e ambientais**, as diferenças decorrentes de **métodos construtivos específicos** e, por fim, as condições de **acessibilidade** quase sempre mais complexas que a uma estrutura “convencional” de concreto. Por fim, é preciso destacar os **níveis de segurança admissíveis e a vida útil desejável em pontes** e nas demais estruturas, obviamente sendo as primeiras sujeitas a um padrão mais rigoroso de exigências, por sua importância estratégica, impacto econômico e social.

As observações do parágrafo anterior dão destaque a este trabalho frente a outros esforços em nível nacional e internacional para se estudar a inspeção de estruturas. Pontes são “pacientes muito especiais”, não será qualquer “médico” ou sistema de inspeção que poderá “examiná-las” e obter um diagnóstico adequado.

1.2. Tipos de inspeção de pontes e viadutos de concreto

Conforme a diversidade, precisão, profundidade e abrangência das informações requeridas sobre o estado de uma ponte ou viaduto, podem-se aplicar diferentes tipos de inspeção, cuja distinção principal é feita por (EUA, 1993):

- **Quantidade e nível de detalhamento dos dados** a serem levantados;
- Demanda de **recursos e equipamentos** para acesso e ensaio da estrutura;
- **Prazo** de execução dos serviços de campo e escritório;
- **Qualificação da equipe de inspeção.**

A seguir são listados os tipos de inspeção ou vistoria de pontes e viadutos¹⁷.

- **Vistoria de conhecimento do problema:** estudos iniciais expeditos de cadastro e conhecimento dos principais problemas para orientar ou priorizar inspeções futuras mais detalhadas. Pode também ser empregada para estimativas iniciais dos custos futuros de manutenção de OAEs;
- **Vistoria cadastral:** levantamento realizado em uma OAE nova ou existente com a finalidade de coletar dados cadastrais sobre a geometria, condições de implantação e estado funcional, estrutural e de durabilidade. Trata-se de uma investigação expedita prioritariamente visual, de abordagem geral e pouco aprofundada. Os resultados de uma vistoria cadastral constituem as primeiras informações que comporão o banco de dados do SGO de uma rodovia ou ferrovia. Tais resultados podem também apontar a necessidade de uma inspeção mais detalhada ou de intervenções emergenciais;
- **Vistoria rotineira:** observação visual expedita realizada com maior frequência para verificar eventuais alterações em relação à última inspeção realizada, permitindo a atualização do banco de dados do SGO. Esta inspeção pode também permitir a alteração da classificação do estado da obra ou alertar para a necessidade de execução de uma inspeção mais detalhada ou de medidas emergenciais em casos de dano severo ou acidente;
- **Inspeção de auxílio a estudos para passagem de cargas especiais (CVC):** inspeção que pode ser realizada antes e depois da passagem de uma carga excepcional que exceda o trem-tipo de projeto para auxílio à verificação estrutural da obra visando a determinar a necessidade de reforços provisórios e definir as condições de travessia sobre a obra (trajetória, velocidade, etc.). Para tanto, executa-se uma inspeção prévia de caracterização geométrica e do estado da estrutura, levantando a existência de danos que comprometam a capacidade portante da obra. Durante a passagem da carga pode-se efetuar um monitoramento estático e/ou dinâmico da estrutura para confrontar com o previsto. A inspeção posterior visa a identificar eventuais danos resultantes da sobrecarga tais como fissuras ou aumento das deformações permanentes;
- **Inspeção de auxílio à verificação da capacidade portante ou a projeto de recuperação e reforço:** estudos que envolvem a realização de ensaios destrutivos e não-destrutivos, além de provas de carga estáticas e/ou dinâmicas para o levantamento das propriedades mecânicas dos materiais e da obra, do seu quadro patológico e de seu comportamento estrutural para fornecer dados à verificação da capacidade portante (caso de OAEs obsoletas ou danificadas). É comum também o levantamento cadastral geométrico da estrutura;
- **Inspeção especial ou detalhada:** estudos detalhados que geralmente envolvem a realização de ensaios e medições sobre a estrutura visando à obtenção de

¹⁷ Cabe ressaltar a diferença conceitual entre os termos “vistoria” e “inspeção”. O primeiro refere-se a um exame prioritariamente visual da estrutura e de seus elementos que pode ter diferentes níveis de profundidade. Já o segundo remete a um exame mais detalhado no qual, além da vistoria, faz-se uso de equipamentos e recursos para realizar ensaios sobre a estrutura e seus materiais constituintes e/ou a coletar testemunhos e amostras para exame em laboratório.

informações necessárias à recuperação dos danos e anomalias existentes. Conforme o tipo de informações requeridas, selecionam-se os mais adequados métodos de ensaio e planos de amostragem.

Esta classificação é oriunda da síntese das propostas da literatura técnica (ABNT, 1986; DNIT, 2004; AASHTO, 1998; CEB, 1998). Contudo, é comum que, na prática, tal distinção não seja feita, classificando-se as vistorias expeditas como **simplificadas** e as inspeções mais aprofundadas como **especiais ou detalhadas**.

1.3. Fluxograma da inspeção de estruturas

A seqüência básica de inspeção de estruturas é exposta na Figura 6. Trata-se de um fluxograma de atividades exposto por autores de destaque na área tais como Lichtenstein (1985) e Helene (1993). Outros autores apresentam fluxogramas bastante similares: Boletim 243 do CEB (1998) e Manual do CONTECVET (2002).

A seqüência de atividades descrita na Figura 6 da pág. 29 pode ser aplicada à inspeção, diagnóstico, prognóstico e definição de conduta para a solução de qualquer problema patológico que afete uma edificação ou estrutura. O propósito desta Dissertação é adaptá-la à realidade da inspeção de pontes e viadutos de concreto, com suas particularidades, tendo como foco a deterioração da estrutura e de seus elementos, ou seja, contemplando principalmente os aspectos de **durabilidade**.

As inspeções de pontes em sua grande maioria costumam restringir-se às duas primeiras etapas iniciais (“vistoria do local” e “antecedentes”), sendo a terceira (“exames complementares”) realizada em casos excepcionais em que se requeiram dados mais aprofundados, implicando em uma inspeção mais detalhada e onerosa em termos de custo e de tempo. A quarta etapa (“pesquisa”) é rara, sendo usualmente necessária quando a experiência prática ou o conhecimento teórico dos técnicos envolvidos não permitam a definição de um diagnóstico provável a partir dos dados levantados, impedindo-os de estimar a relevância dos problemas e suas causas para propor uma conduta corretiva. Nesses casos, ou se realiza um estudo experimental complementar para tentar explicar resultados e observações, ou se realiza uma consulta à vasta bibliografia técnica existente.

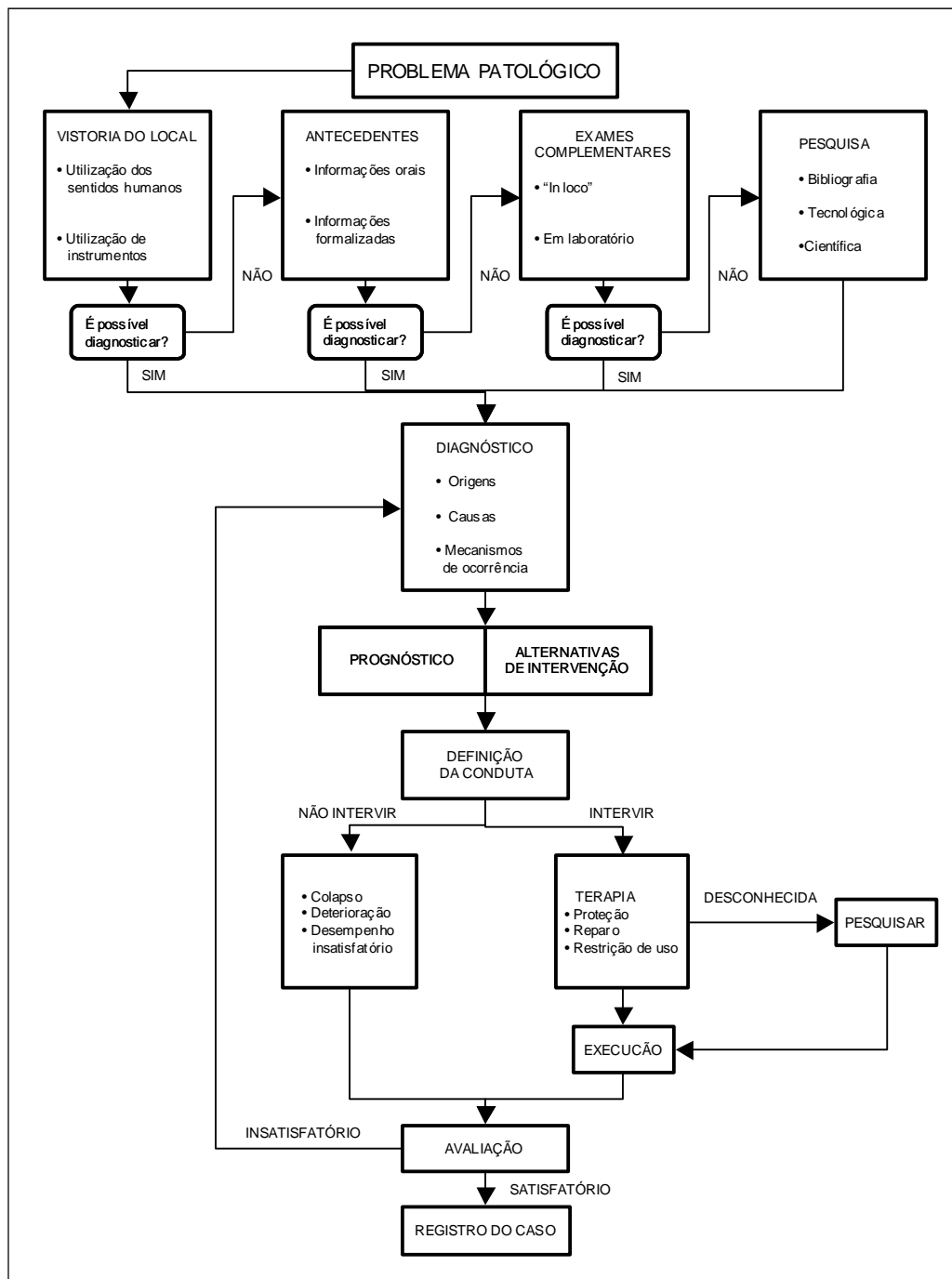


Figura 6 – Fluxograma geral de inspeção, diagnóstico e prognóstico de problemas patológicos em obras civis (adaptado dos autores anteriormente citados).

Conforme a profundidade e o tipo de inspeção realizada (descritas no item anterior), algumas das etapas de inspeção ou de seus tópicos podem ser omitidas ou realizadas de forma expedita para obter, com curto prazo e baixo custo, respostas indicativas do estado da estrutura ou de seus componentes e acessórios. Pode-se também estender o alcance de uma determinada etapa para a obtenção de dados mais abrangentes e

confiáveis. Como já citado, nesta Dissertação não serão discutidos os procedimentos posteriores ao prognóstico, tais como a discussão das alternativas de intervenção, restringindo-se a abrangência às etapas de inspeção e diagnóstico e abordando-se de forma concisa a definição do prognóstico.

1.4. Planejamento inicial

A primeira etapa no fluxograma de inspeção de pontes é a identificação da necessidade de se realizar uma inspeção, o que é responsabilidade do órgão gestor. Como já discutido previamente, diversos são os fatores que podem motivar uma inspeção e caso não haja um específico, realiza-se periodicamente ao menos uma inspeção rotineira (expedita) para atualizar o banco de dados do SGO e a classificação da obra e observar eventuais alterações não previstas (AASHTO, 1998; CEB, 1998; ABNT, 1986).

Quando é definida a necessidade de realizar um estudo em uma dada OAE, o contratante (órgão gestor) deve definir quais são as informações requeridas que deverão ser levantadas ou verificadas e apresentadas no relatório de inspeção. Também nessa etapa se definem os prazos para a execução do serviço (DNIT, 2004).

De posse de tais dados, o órgão gestor (privado ou estatal) instala um processo para seleção e contratação dos serviços de inspeção. Uma vez definida a empresa ou equipe própria que realizará a tarefa, dá-se início ao planejamento mais detalhado das etapas de trabalho, estabelecendo-se um cronograma físico de inspeções e trabalho de escritório, bem como levantamento dos recursos necessários.

Quando o estudo contempla a inspeção de uma grande quantidade de OAEs, quando não se dispõe de informações preliminares suficientes sobre as obras ou ainda quando o estudo será extenso e detalhado, é necessário realizar uma visita preliminar à obra para definir recursos de acesso, avaliar a viabilidade de certos ensaios, medidas e observações, planejar o prazo para os serviços e definir a(s) equipe(s) de inspeção (ARTESP, 1999). A vistoria preliminar é discutida no item 1.4.2.

1.4.1. Levantamento de informações complementares

O levantamento de informações complementares sobre a estrutura, ou anamnese, pode ser muito útil na etapa de planejamento do estudo de campo, dimensionamento e qualificação da equipe, definição de recursos necessários e estimativa do prazo de execução da inspeção de campo. Além disso, fornece subsídios valiosos à análise posterior dos resultados, complementando-os e esclarecendo questões duvidosas. Os principais documentos e informações que **deveriam** ser levantados previamente à inspeção detalhada de uma OAE são enumerados a seguir (CEB, 1989; ACI 201.1, 2004; AASHTO, 1998):

- Projetos (executivos, implantação, armação, roteiro executivo, planta de formas, especificações técnicas de materiais e procedimentos, entre outros);
- Dados da construção (resultados do controle tecnológico do concreto e do aço, relatórios de obra, cronograma executivo, problemas ou alterações do projeto original, projeto *as built* entre outros);
- Relatório de eventuais intervenções anteriores tais como obras de recuperação, reforço ou alargamento, melhorias nos elementos funcionais (pavimento, drenagem, dispositivos de proteção lateral, etc.);
- Relatórios de inspeções anteriores e relatórios de eventuais acidentes ocorridos;
- Carregamento admissível atualmente (trem-tipo), dados sobre o tráfego (frequência e tipo de veículos) e dados hidrológicos;
- Entrevistas de indivíduos que conheçam o histórico da obra, sejam eles os técnicos responsáveis por sua manutenção, usuários frequentes ou até moradores das proximidades.

Infelizmente, é comum não serem encontrados sequer os projetos originais da obra nos arquivos dos departamentos de transporte ou concessionárias de rodovias e ferrovias. Tal fato restringe o alcance dos dados fornecidos pelo relatório de inspeção àqueles coletados em campo e aos obtidos em entrevistas com profissionais que tiveram algum envolvimento com o projeto, execução ou manutenção da OAE.

Todas as informações complementares citadas têm importante valor, pois constituem o histórico da obra que pode explicar certas observações de campo, os processos de deterioração existentes, o momento em que foram desencadeados, entre outros fatos. Pelo exposto, tais dados podem ser primordiais à definição de um diagnóstico preciso e abrangente, além de auxiliarem nas etapas iniciais de planejamento dos trabalhos, reduzindo o prazo e o custo do planejamento inicial (CEB, 1989).

1.4.2. Inspeção preliminar

A **inspeção preliminar** tem o propósito de dar subsídios ao conhecimento do cenário da obra e ao planejamento das atividades subseqüentes (CEB, 1989; EUA, 1993). É nessa etapa que os principais problemas existentes são identificados (a partir de suas manifestações), as primeiras hipóteses de diagnóstico são formuladas (para posterior verificação) e as condições de campo são conhecidas (principalmente acessibilidade aos elementos da estrutura) para a vistoria detalhada e a realização de eventuais ensaios (RODRÍGUEZ et al., 2002).

As principais normas e manuais nacionais consultados (NBR-9452, DNIT 010/2004 e ET-C21/002 da ARTESP) não fazem uma distinção entre a inspeção preliminar e a inspeção propriamente dita. Contudo, para se realizar o planejamento prévio das atividades que os documentos citados recomendam, é muitas vezes necessária a realização da inspeção preliminar e tanto mais importante quanto mais extensa e aprofundada for a inspeção detalhada.

O manual da AASHTO (1998) indica que quando os dados disponíveis no arquivo da OAE estejam insuficientes, desatualizados ou não existam, é necessária a realização de uma visita prévia à obra para subsidiar o planejamento da inspeção detalhada.

O Boletim 243 do CEB (1998) ressalta a importância para uma inspeção detalhada do conhecimento prévio das condições de campo e da obra em si e indica que a melhor forma de se reconhecer esse cenário é realizando uma inspeção simplificada na obra por meio de observações visuais gerais, anotações, desenhos ilustrativos e até executando ensaios rápidos e em algumas áreas da estrutura para se formular as primeiras idéias sobre os problemas a serem investigados de forma pormenorizada.

Planejamento da inspeção detalhada

O manual da AASHTO indica que as seguintes informações devem ser levantadas ou ações tomadas antes da inspeção detalhada:

- Elaboração de fichas e croquis de inspeção de campo, conforme as informações requeridas e as observações do tipo e estado de conservação da obra;
- Dimensionamento da equipe de inspeção e seleção das ferramentas de auxílio aos trabalhos de campo;

- Estimativa do tempo necessário para a inspeção da obra;
- Comunicação prévia com órgãos gestores, polícia e departamentos de trânsito para a eventual necessidade de interdição parcial da obra durante a inspeção, isolamento de áreas ou faixas de rolamento, sinalização e controle de tráfego;
- Necessidade de realização de ensaios não-destrutivos
- Determinação das áreas críticas da estrutura do ponto de vista da segurança estrutural que requeiram especial atenção e cuidado de inspeção.

Ainda segundo o manual da AASHTO, os equipamentos de ensaio e acesso necessários deverão ser previamente testados para evitar falhas em campo. Por fim, recomenda que a inspeção, a menos que seja emergencial, seja agendada para um período do ano em que as condições climáticas, nível d'água, e tráfego sejam favoráveis, agilizando e favorecendo os serviços de campo.

A norma do DNIT cita como atividades da etapa de planejamento da inspeção detalhada apenas: a definição do motivo da inspeção, tipo da inspeção, dimensionamento da equipe, equipamentos e as ferramentas requeridas, a coleta de projetos e relatórios de inspeções anteriores e a seleção do período do ano mais favorável à realização dos trabalhos de campo.

Seleção dos métodos de ensaio

O *Strategic Highway Research Program* (EUA, 1993) apresenta uma tabela de ensaios recomendados para cada categoria de problemas detectados na obra. Os métodos propostos variam de ensaios para a avaliação da resistência do concreto a ensaios de mapeamento de destacamentos no pavimento, monitoramento de fissuras e até análises petrográfica para investigação de reações expansivas no concreto.

O ACI 228.2R-98 é o documento consultado mais abrangente na diversidade e profundidade de métodos de ensaio não-destrutivos para inspeção de estruturas de concreto. Analogamente ao documento anterior, apresenta tabelas que orientam quais ensaios deveriam ser realizados para auxiliar na inspeção e diagnóstico de determinados problemas em estruturas de concreto.

A *American Society of Civil Engineers* (1991) em seu guia de avaliação da condição estrutural de edifícios apresenta uma extensa tabela descritiva dos métodos de ensaio existentes e apresenta suas aplicações, princípios de funcionamento, grau de

especialização necessária para sua execução, vantagens e limitações. Embora se trate de um manual de avaliação estrutural, todos os principais métodos de ensaio existentes são listados, ou seja, aqueles que se prestam a avaliação da resistência e integridade dos materiais, identificação e localização de defeitos, ensaios eletroquímicos, entre outros.

As normas NBR-9452 e DNIT 010/2004 e o manual da AASHTO mencionam a possibilidade e algumas vantagens de se realizar ensaios complementares à vistoria (inspeção visual detalhada), porém não se aprofundam na questão, fazendo rápida referência a alguns ensaios possíveis.

Crítérios de amostragem

A *American Society of Civil Engineers* e o *Strategic Highway Research Program* citados anteriormente propõem critérios de amostragem dos principais métodos de ensaio com base em uma “densidade” de amostras por volume ou área. Assim, por exemplo, propõe uma quantidade mínima de medidas por unidade de área aparente de concreto a ser inspecionado. São critérios que se baseiam na formação de lotes por tipos de elementos e volumes executados, análogos à amostragem para o controle da resistência do concreto para estruturas novas. Têm a vantagem de fixar uma quantidade mínima de medidas que garante a representatividade e alguma confiabilidade, porém podem ser exagerados, ou em casos específicos, insuficientes para determinar o que se quer medir. Em algumas situações, pode ser dispensável efetuar medidas em certas regiões da obra. Em outras, uma quantidade maior de medidas pode ser requerida para obter respostas mais precisas sobre uma área crítica. São, portanto, critérios interessantes, mas que devem ser considerados com prudência e noção do objetivo final da inspeção, para que não se estabeleçam quantidades e locais de ensaio de um modo “aleatório”, sem considerar as particularidades da obra e do que se deseja medir.

O ACI 228.2R-98 (2001) apresenta dois possíveis critérios de amostragem dos ensaios não-destrutivos. O primeiro de cunho estatístico, fundamentado em amostragem aleatória e erro máximo admissível. O segundo propõe a formação de lotes na estrutura a partir dos quais se selecionam áreas para serem ensaiadas

(amostras). Uma discussão mais detalhada e conclusiva acerca do critério de amostragem de ensaios em OAEs é feito no item correlato do Capítulo 2.

As normas NBR-9452 e DNIT 010/2004 não fixam quaisquer condições de amostragem para os ensaios.

Para ensaios de mapeamento com o objetivo de encontrar defeitos ocultos tais como ninhos de concretagem e corrosão em estágio inicial, os conceitos estatísticos empregados no controle da qualidade de materiais podem ser adaptados para definir o número ideal de pontos de medida que formam a malha de mapeamento superficial do elemento da estrutura (ACI 228.2R-98).

Condições de ensaio e cuidados especiais

O ACI 228.2R-98 descreve as condições possíveis de realização de ensaios não-destrutivos para se obter os resultados nas condições desejadas. Também apresenta recomendações que orientam os cuidados a serem tomados para que certos ensaios produzam resultados válidos e representativos.

O Manual do CONTECVET (RODRÍGUEZ et al., 2002), em seus procedimentos propostos, apresenta uma série de cuidados na realização dos ensaios eletroquímicos para diagnóstico e prognóstico da corrosão, sendo possivelmente o documento mais detalhado e avançado no tema atualmente.

1.5. Inspeção detalhada

1.5.1. Inspeção visual detalhada (vistoria)

As normas NBR-9452 e DNIT 010/2004 e o manual da AASHTO apresentam uma lista dos elementos a serem vistoriados com maior detalhe em uma OAE. A NBR-9452 limita-se a citar os elementos a serem inspecionados, já a norma do DNIT apresenta problemas típicos que devem ser verificados quanto à ocorrência e estágio de evolução. O manual da AASHTO, por sua vez, apresenta um breve roteiro de verificação de cada item da obra, abrangendo mais fatores a serem vistoriados em cada parte da estrutura e dos encontros. O que se obtém são recomendações práticas de “como” e “o que” procurar em uma inspeção visual detalhada. São considerados

os problemas mais comuns das OAEs, cabendo ao engenheiro inspetor julgar quais verificações melhor se ajustam ao propósito de sua inspeção.

Fichas de inspeção

Algumas normas ou sistemas de gestão de OAEs já dispõem de fichas de inspeção de campo padronizadas e pré-formatadas para atender à demanda dos dados sobre as OAEs em cada tipo de inspeção. É o caso da maioria das normas e manuais brasileiros consultados (DNIT 010/2004, ET-C21/002 da ARTESP e FUNDATEC-PMPA, 1991). A norma NBR-9452 não apresenta uma ficha padronizada de campo, porém nos anexos apresenta um roteiro com os dados a serem levantados na inspeção, permitindo a elaboração de um *check list* de campo.

Os manuais e normas internacionais consultados (norte-americanos e europeus) não apresentam fichas de campo, porém, a exemplo da norma ABNT listam os fatores a serem observados, medidos e verificados. Além disso, o FHWA e a AASHTO citam em suas publicações o *National Bridge Inspection Standards* (NBIS) que padroniza as fichas de inspeção e os relatórios de inspeção de pontes.

1.5.2. Registro fotográfico

As normas NBR-9452 e DNIT 010/2004 dão recomendações genéricas de registro fotográfico de cadastro e das principais manifestações patológicas em uma inspeção detalhada. A norma do DNIT exige que a documentação fotográfica contemple pelo menos 6 fotografias para caracterização física da obra e dos principais problemas patológicos. As normas internacionais seguem igual filosofia.

1.5.3. Mapeamento de anomalias e manifestações patológicas

A ET-C21/002 da ARTESP apresenta modelos de mapeamento das manifestações patológicas e anomalias encontradas nas OAEs e propõe que se registrem em croquis o aspecto visual de cada face aparente dos elementos visíveis. Trata-se de um registro interessante para o acompanhamento da evolução dos problemas (monitoramento), porém muitas vezes também constitui-se em um trabalho de campo que consome muito tempo, sem produzir informações de fato relevantes ou úteis para o diagnóstico da obra e as recomendações de intervenção.

1.6. Análise e julgamento dos resultados

1.6.1. Avaliação determinística, semi-probabilística e estocástica

A avaliação dos resultados de ensaios realizados na estrutura de uma ponte pode ser feita de forma **determinística**, **semi-probabilística** ou **estocástica** (SCHNEIDER, 1997). No primeiro caso, as grandezas medidas são consideradas por seu valor médio ou por meio de uma única determinação. Trata-se, portanto, de uma abordagem mais simples que não considera os erros na medição de tais propriedades e a variação estatística que cada grandeza apresenta ao longo da estrutura. Na abordagem semi-probabilística, empregam-se coeficientes de segurança para comparar os resultados com valores admissíveis. Já a terceira abordagem propõe-se a avaliar as propriedades considerando-se não apenas o seu valor médio, mas também sua dispersão estatística em cada inspeção e ao longo do tempo.

Existem abordagens alternativas para a avaliação dos resultados de uma inspeção. Uma delas consiste na combinação das abordagens citadas anteriormente, admitindo parte das propriedades como determinísticas e parte como estocásticas. Um exemplo dessa abordagem é a avaliação da capacidade portante de uma estrutura considerando-se a resistência dos materiais e as ações (carregamentos de tráfego) como variáveis estocásticas e a geometria dos elementos estruturais como grandezas determinísticas, ou seja, sem dispersão estatística ou erro em sua determinação. Casas (2000) empregou esse método em pontes da Espanha. Trata-se de uma abordagem intermediária, pois é sabido que as dimensões dos elementos estruturais e a posição das armaduras não correspondem exatamente aos especificados em projeto, o que implica em maior dispersão dos resultados devido ao erro na determinação do peso próprio da estrutura e da capacidade portante de cada elemento estrutural.

O método determinístico de avaliação sempre foi e ainda é o mais empregado, por sua simplicidade e menor custo direto para a obtenção dos dados de campo. No entanto, despreza o efeito da variabilidade das propriedades, fato que conduz a resultados e estimativas menos precisos e confiáveis. Deve-se ressaltar que se uma propriedade é medida diversas vezes ao longo da estrutura para a obtenção de seu valor médio e não se faz uso do desvio-padrão e da função de distribuição estatística,

a abordagem ainda assim será determinística, pois a dispersão dos dados e o tipo de distribuição estatística não afetam o resultado final (IZQUIERDO, 2003).

A abordagem semi-probabilística é uma análise determinística em que se corrigem os valores das ações e das propriedades da estrutura por fatores de segurança que estabelecem patamares mínimos de confiabilidade, ou seja, valores admissíveis de probabilidade de ruína (TORRES, 2004). É um método análogo ao adotado nas normas de projeto de estruturas, onde os coeficientes procuram impor um nível mínimo de segurança.

Conforme exposto, estocástica é a abordagem que considera não apenas o valor médio de uma propriedade, mas também sua variabilidade (expressa pelo desvio-padrão da amostra) e tipo de distribuição estatística. Esses três parâmetros são considerados e afetam significativamente os resultados da avaliação final, seja ela de cunho estrutural ou de durabilidade. Assim, segundo a visão estocástica, propriedades de mesmo valor médio e diferentes distribuições ou com distintos desvios-padrão não conduzirão a “respostas” equivalentes quando avaliadas e comparadas com as demais para obter a estimativa da probabilidade de falha.

O estudo estatístico, particularmente o emprego da Teoria da Confiabilidade (CEB, 2003; CASAS, 2000; STEWART et al., 2001), encontra-se mais desenvolvido e explorado no campo da análise estrutural das obras do que na análise de sua durabilidade. Contudo, recentes estudos (IZQUIERDO, 2003; ANDRADE, 2001; VU e STEWART, 2000; LIANG et al., 1999) têm trazido grandes avanços para a introdução de conceitos estatísticos na avaliação da durabilidade de estruturas, permitindo que resultados mais confiáveis e precisos sejam obtidos e explorados na análise de OAEs deterioradas.

Embora muitos fatores devam ser considerados nos estudos estruturais ou de durabilidade, também são diversas as abordagens possíveis (formulação matemática do problema), o método mais simples e direto de aplicação da Teoria da Confiabilidade é o de avaliação da diferença entre os valores de apenas duas variáveis. Uma caracteriza as solicitações (“S”) e, a outra, as propriedades resistentes (“R”), definindo, portanto, uma **função de estado limite** (IZQUIERDO, 2003). Pelo exposto, as variáveis do tipo “R” representam a resistência ou a barreira da estrutura

às ações e as variáveis do tipo “S” representam as solicitações ou a intensidade dos agentes de deterioração, conforme exemplificado na Tabela 1 e na Tabela 2.

Tabela 1 – Fatores resistentes versus solicitantes na análise segundo a teoria da confiabilidade de propriedades de durabilidade.

Fator resistente		Fator solicitante	
Espessura de cobrimento de concreto sobre as armaduras	μ_R, σ_R , distribuição estatística	Frente de penetração da carbonatação	μ_S, σ_S , distribuição estatística
		Frente de penetração de cloretos	μ_S, σ_S , distribuição estatística

Tabela 2 – Fatores resistentes versus solicitantes na análise segundo a teoria da confiabilidade de propriedades estruturais.

Fator resistente		Fator solicitante	
Resistência do concreto e do aço	μ_R, σ_R , distribuição estatística $f(R)$	Carga permanente e variável	μ_S, σ_S , distribuição estatística $f(S)$
Seção transversal resistente		Tensões no aço e no concreto	
Rigidez ou inércia da peça		Momento fletor	

Cada variável tem uma função de distribuição estatística que depende das condições de execução, uso, exposição e manutenção da estrutura e do próprio fenômeno a ela relacionado (CEB, 2003). Muitos autores admitem, por simplificação, que todas têm distribuição estatística normal (gaussiana), contudo nem sempre essa simplificação é correta (CEB, 2003). Por exemplo, no caso de variáveis que não assumem valores inferiores a zero, a distribuição normal seria “truncada”, o que em geral resulta em uma distribuição estatística mais próxima do tipo log-normal. Outro exemplo é a distribuição de Weibull que se ajusta bem a distribuições de máximos e mínimos para análises em que se estudem os valores extremos que as variáveis podem assumir. Outras funções de distribuição estatística podem ser encontradas na literatura que resultam de ajustes de resultados experimentais ou de simulações de Monte Carlo (ANDRADE, 2001). Contudo, não é objetivo desta Dissertação aprofundar-se em tal discussão, de forma que as distribuições admitidas para as propriedades estudadas foram extraídas de referências bibliográficas recentes e conceituadas ou foi empregado o modelo de avaliação determinístico para os casos

em que não se disponha de dados suficientes para justificar uma análise estatística (por exemplo: $n < 30$).

Para cada caso, a equação a seguir define uma nova variável denominada genericamente “G” que pode ser entendida como a “reserva” ou a “margem de segurança” existente em relação à probabilidade de falha do fator estudado, ou seja, a probabilidade da variável “R” ser igualada ou superada por “S” e, portanto, a função de estado limite no intervalo em que ocorre “falha”.

$$G = R - S \quad \therefore \quad P_{\text{falha}} = P(G \leq 0) = \int_{-\infty}^0 f(G) \cdot dg$$

Onde:

P_{falha} = probabilidade de “falha” ou de se atingir o estado limite;

$f(G)$ = função de distribuição de probabilidades da variável “G”.

A grandeza “G” é, neste exemplo, uma combinação linear de duas outras grandezas estatísticas. Se “R” e “S” têm uma distribuição gaussiana normal, “G” também a terá com média e desvio-padrão calculados a seguir (BUSSAB e MORETTIN, 2003):

$$\begin{aligned} \mu_G &= \mu_R - \mu_S \\ \sigma_G &= \sqrt{\left(\frac{\partial G}{\partial R}\right)^2 \cdot (dR)^2 + \left(\frac{\partial G}{\partial S}\right)^2 \cdot (dS)^2} = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \end{aligned}$$

Onde:

μ = valor médio da variável;

σ = desvio padrão da variável.

Pelo exposto, a probabilidade de “falha” é igual ao valor da função densidade de probabilidade acumulada de “G” até 0 (zero), ou seja, todos os valores iguais os menores que zero (para os quais “R” é superada por “S”). Uma importante variável a ser definida é o coeficiente de confiabilidade denominado “ β ” expresso pela razão:

$$\beta_G = \frac{\mu_G}{\sigma_G} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}$$

Onde:

μ_G = valor médio da variável “G”;

σ_G = desvio padrão da variável “G”.

O coeficiente de confiabilidade β é mais explorado e tem valores de referência conhecidos para níveis de probabilidade de ruína determinados na análise de segurança estrutural (SCHNEIDER, 1997). Contudo, ainda está em estágio de exploração no campo estudo do estado limite sob a óptica dos aspectos de durabilidade. Qualquer distribuição normal pode ser transformada em uma distribuição normal reduzida ($\mu = 0$ e $\sigma = 1$) por meio da operação matemática representada a seguir (fib, 2003). Assim, pode-se recorrer a tabelas da literatura ou a programas de computador para definir intervalos de confiança, quartis para uma dada porcentagem de falha, entre outras operações. Padronizando a distribuição da variável “G” tem-se:

$$\frac{\bar{G} - \mu_G}{\sigma_G} \Rightarrow \frac{\bar{G} - (\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}$$

Mas:

$$P_{falha} = P(G \leq 0) = e \quad \beta = \frac{(\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \Rightarrow$$

$$P_{falha} = \phi\left(\frac{0 - (\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right) = \phi\left(-\frac{(\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right) \Rightarrow P_{falha} = \phi(-\beta)$$

Onde:

\bar{G} é um valor qualquer da variável “G”.

$\phi(-\beta)$ = função densidade de probabilidade acumulada do valor negativo do coeficiente de confiabilidade. Equivale à integral da função densidade de probabilidade de “ β ” de $-\infty$ a 0, ou seja, todos os valores para os quais “S” supera ou iguala-se a “R” e, portanto ocorrerá ruína da estrutura ou fim do estado limite definido para a durabilidade.

Para o caso simples e linear apresentado acima, o coeficiente de confiabilidade “ β ” tem uma distribuição de probabilidades do tipo normal quando as variáveis “R” e “S” têm distribuição normal ou log-normal (CEB, 2003). A Figura 7 expressa o significado gráfico da probabilidade de ruína ou fim do estado limite de durabilidade da função de estado limite confrontando as distribuições de “R” e “S” ou diretamente

pela distribuição da variável “G”. As áreas ressaltadas representam a combinação de valores para os quais “S” iguala ou supera “R” e, portanto, a função de estado limite é menor ou igual a zero.

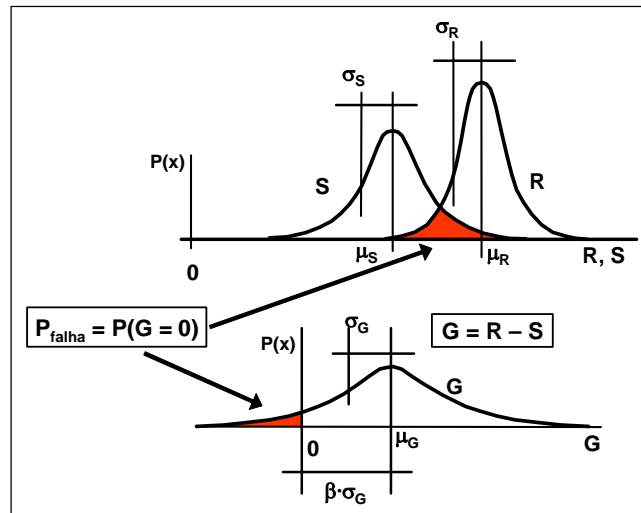


Figura 7 – Representação gráfica da probabilidade de “falha” segundo a Teoria da Confiabilidade (adaptado de Schneider, 1997).

O caso exposto de análise estatística é simplificado, pois relaciona apenas duas variáveis segundo uma operação de subtração. Modelagens matemáticas mais complexas, com maior número de variáveis estocásticas consideradas, relações não-lineares, distribuições de probabilidade diferentes da gaussiana, são também possíveis e vêm sendo exploradas com sucesso por outros pesquisadores (ANDRADE, 2001; IZQUIERDO, 2003; STEWART et al., 2001).

No entanto, cabe ressaltar, que em muitos casos é difícil estimar a função de distribuição de probabilidades das variáveis que se deseja estudar, embora seja mais simples estimar os valores médios, mínimos, máximos e os desvios-padrão de tais variáveis. Como a distribuição de probabilidades afeta o resultado, fica claro que a análise estocástica, embora muito mais evoluída que a determinística, tem limitações de aplicação e pode também ser imprecisa, caso os dados de entrada sejam insuficientes ou se estimem parâmetros estatísticos na falta de dados experimentais que os definam. Em resumo, é sempre desejável que a engenharia caminhe para formas mais aperfeiçoadas de análise dos problemas práticos, porém se os dados de origem são imprecisos, de nada adianta empregar modelos refinados, pois os

resultados obtidos não terão a confiabilidade desejada. Nesses casos, a análise determinística ou semi-probabilística podem ser caminhos mais simples e coerentes com a escassez de dados sobre as propriedades da estrutura e das ações.

Pelo exposto, a abordagem determinista é muito mais simples e limitada em termos de confiabilidade e precisão das respostas obtidas. No entanto, para o caso de pequenas amostras, ou em que haja muita incerteza sobre os dados levantados, parece ser o método ainda mais recomendado, ou a abordagem semi-probabilística.

Um exemplo interessante da diferença entre as abordagens é no caso da despassivação e corrosão das armaduras de aço por efeito da carbonatação do concreto. As variáveis que a serem confrontadas são a espessura de cobrimento de concreto (“R”) e a profundidade da frente de carbonatação (“S”). Se, após uma bateria de determinações de ambas as variáveis, faz-se uma análise determinística apenas com os valores médios obtidos, ter-se-á uma resposta insatisfatória. Isso porque o modelo somente acusará a despassivação das armaduras quando a profundidade média da frente de carbonatação tiver **igualado ou superado** a espessura média de cobrimento sobre as armaduras. Contudo, se essa comparação for observada sob a óptica estocástica, quando as médias de “R” e “S” são iguais, 50% das armaduras estarão despassivadas e 50% estarão ainda passivadas. Isso é inadmissível na prática, pois se, em média, 50% das armaduras já estão em processo de corrosão, já se terá atingido uma extensão preocupante e haverá partes da estrutura em estágio muito avançado de deterioração. Certamente já haverá regiões nas que o limite tolerável de vida útil de serviço tenha sido ultrapassado, seja por destacamento e fissuração do concreto de cobrimento, seja pela elevada perda de seção de aço. Por isso, quando se efetua uma análise estocástica, define-se um patamar crítico (estado limite de serviço), de 10%, por exemplo, acima do qual não se admite que haja probabilidade de corrosão. Assim, assegura-se – com um nível de segurança adequado – que não haverá corrosão em extensão ou intensidade alarmantes, permitindo-se que se realizem reparos de pequenas proporções e menor custo, além de medidas preventivas para aumentar a vida útil de serviço da obra.

1.6.2. Critérios de análise e julgamento dos resultados

Na maioria dos casos, os resultados obtidos na inspeção de uma OAE são oriundos unicamente de observações visuais. Isso é uma realidade tanto no Brasil como em países europeus e norte-americanos. Em casos especiais, além das **observações de campo**, dispõe-se de **resultados de ensaios** realizados sobre a estrutura e em amostras e testemunhos extraídos. Então, surgem algumas questões:

- Como julgar os resultados das observações visuais que são fruto de um juízo do engenheiro inspetor sobre uma dada manifestação detectável?
- Que “peso” atribuir a cada problema, à sua extensão, à sua gravidade, à sua tendência de evolução futura e à importância do elemento afetado para a segurança estrutural e funcional da obra?
- Como ponderar cada problema observado em um resultado geral da obra?
- Como julgar os resultados dos ensaios realizados?
- Como confrontar resultados de observações visuais (prioritariamente qualitativos) e de ensaios realizados na obra (geralmente quantitativos)?

As questões citadas são debatidas a seguir. Algumas normas ou manuais propõem critérios tabulares ou numéricos de julgamento e ponderação das **observações de campo**. São duas abordagens principais encontradas na literatura:

- A primeira atribui níveis ou conceitos (“notas”), segundo a tipologia, extensão e intensidade das manifestações de um dado problema. Trata-se, pois, da comparação do quadro patológico existente na estrutura com cenários predefinidos em tabelas, ou seja, procura-se a descrição preestabelecida que melhor se adapte à observação de campo e atribui-se o “nível” correspondente que define a gravidade e a urgência de solução do problema;
- A segunda efetua uma ponderação matemática que impõe um fator numérico a cada tipo de problema, intensidade, gravidade e relevância do elemento afetado. Então, por meio de operações matemáticas, calcula um “grau de risco” de um elemento ou de um grupo de elementos da obra que está relacionado à urgência de intervenção para sanar os problemas.

Ambas as abordagens têm seus pontos fortes e suas deficiências. A norma NBR-9452 não estabelece um critério de classificação das OAEs. Já a norma DNIT 010/2004, a ET-C21/002 da ARTESP e os documentos do RILEM TC 104 – DCC (1991) atribuem “níveis de dano” às observações detectáveis e a elas associam uma condição de serviço da obra.

O DNIT 010/2004 assume uma classificação mais simplificada e genérica, estabelecendo cinco níveis de condição da estrutura, de “boa” a “precária”. Em uma tabela bastante resumida, genérica e que se refere exclusivamente ao desempenho estrutural da obra (indiretamente afetado pelo funcional e de durabilidade) a obra é classificada com base na categoria que melhor a descreve. Trata-se de um critério bastante simplificado e possivelmente insuficiente quando se pretende comparar um grande número de OAEs inspecionadas de uma via, pois são poucos os fatores que permitem discernir entre cada obra e sua condição de operação.

A ET-C21/002 atribui três níveis ao estado operacional da OAE: “bom”, “regular” e “ruim”, correspondendo aos conceitos A, B e C, respectivamente. Além dessa classificação, define um grau de urgência de solução ou melhoria do problema que varia de 0 (imediate) a 5 ou mais anos (longo prazo) a partir da data de inspeção. Assim, dispõe-se de duas “notas” para classificar os elementos de uma obra. Outra divisão bastante conveniente que o documento faz é dividir a classificação entre super, meso e infraestrutura, encontros (estrutura e complementos) e, por fim, pista de rolamento. Cada parte da estrutura é classificada segundo três parâmetros: estrutural, funcional e durabilidade. Pelo exposto, a ET-C21/002 apresenta um critério final de julgamento mais ponderado e compartimentado em função de cada grupo de elementos e partes da estrutura e dos três requisitos fundamentais a serem atendidos por uma OAE, quando comparada à norma do DNIT. Contudo, os critérios que apresenta para definir o conceito (de A a C) e a urgência de intervenção (de 0 a mais de 5 anos) são bastante subjetivos, imprecisos e discutíveis, resultando muitas vezes em interpretações dúbias ou incertas que provocam a atribuição de conceitos diferentes para o mesmo parâmetro quando o julgamento é realizado por diferentes engenheiros (por exemplo, durabilidade da superestrutura). Tal fato foi sistematicamente observado no programa de inspeção de cerca de 150 OAEs paulistas em que este autor trabalhou. Frequentemente havia divergência entre as classificações atribuídas por dois profissionais diferentes e somente depois de uma análise coletiva do problema, com considerações que extrapolavam a limitação dos critérios imprecisos propostos pela ET-C21/002, é que se chegava a uma classificação definitiva e consensual. Claramente um critério que deixa lacunas de interpretação e permite equívocos ou até manipulação de resultados em favor de uma

classificação mais ou menos severa é indesejável e merece revisão ou alteração. Como se verá na seqüência do texto, a adoção de um parecer técnico que justifique e explique a apreciação e julgamento dos resultados é uma alternativa para sanar essa deficiência da ET-C21/002. Deve-se frisar que a ET-C21/002 foi uma iniciativa pioneira face ao que havia na época de sua concepção, representando grande evolução na orientação da inspeção e classificação das OAEs, porém se tornou obsoleta. À luz dos conhecimentos e necessidades atuais, entende-se que é preciso dar mais objetividade à definição dos cenários hipotéticos que configuram cada nível de classificação dos parâmetros das obras, reduzindo ou eliminando as imprecisões e possibilidades de interpretações equivocadas ou divergentes.

O programa de inspeção e avaliação de OAEs da FUNDATEC-PMPA (1991) propõe um critério de classificação mais complexo das obras e de seus elementos. Define para cada item um “fator de intensidade de dano (FI)” que expressa a magnitude e extensão do problema patológico observado. O segundo conceito é o do “fator de relevância estrutural (FR)” que procura ponderar a importância do elemento afetado na segurança e estabilidade da estrutura. A terceira definição do método é a do “fator de gravidade do problema (FG)” que expressa o impacto que o problema tem na segurança e funcionalidade do elemento. Com base nesses três fatores, o método propõe o cálculo de “graus de risco” que são índices calculados para representar de forma ponderada o risco do elemento, de famílias de elementos e da estrutura como um todo. Por fim, estabelece faixas de valores do grau de risco que vão de “baixo” a “crítico” e que definirão a prioridade de intervenção. Trata-se de interessante critério de ponderação e julgamento dos resultados de inspeção, cuja principal incerteza e imprecisão reside nos coeficientes numéricos que são atribuídos aos fatores citados. Apesar de ser perfeitamente compreensível, racional, simples e inteligente a ponderação dos fatores para compor o grau de risco, o resultado depende dos “pesos” preestabelecidos para cada condição, ou seja, os critérios de classificação podem interferir no resultado. Laner (2001) realizou uma avaliação do método da FUNDATEC-PMPA para a inspeção periódica de um conjunto de OAEs de Porto Alegre e verificou que os “pesos” propostos para cada condição dos “fatores” parecem conduzir a resultados condizentes com o estado de deterioração das obras e com a evolução do quadro patológico de cada uma.

O manual da AASHTO cita de forma breve e genérica que o sistema de classificação do estado da OAE adotado pelo *Federal Highway Administration* tem sido eficaz para subsidiar a classificação e distinção entre diferentes obras. Trata-se de um critério numérico de “notas” que variam de 0 a 9, segundo um conceito de classificação similar ao proposto pelo DNIT, porém com mais especificidade.

Em 1987 foi criado o *Technical Committee 104 – Damage Classification of Concrete Structures* (TC 104 – DCC) da RILEM (1991) com o objetivo de tentar padronizar e estabelecer diretrizes de classificação visual da deterioração (ou dano, do inglês *damage*) em estruturas de concreto européias, tendo também dedicado uma parte do estudo a pontes. Diversos fatores foram considerados, princípios e orientações, contudo, os documentos que reportam os resultados das propostas de classificação não parecem suficientemente objetivos e conclusivos. Em resumo, foi constatado que há um grande número de variáveis a serem consideradas na classificação da deterioração as obras de concreto e que por serem muitas e muito distintas, sempre haverá subjetividade e incerteza no resultado da classificação. Assim, considera-se que não se trata de um critério de classificação dos resultados da inspeção adequado.

Todos os métodos citados baseiam o julgamento de uma dada condição de obra no juízo que o engenheiro inspetor de campo faz sobre suas observações. Assim, por mais abrangentes e aprofundados que possam ser, tais métodos guardam invariavelmente um certo grau de subjetividade, incerteza e variabilidade na classificação que está atrelado à experiência e perícia do engenheiro responsável.

É importante destacar que a maioria dos critérios citados, a menos do proposto pela ET-C21/002, têm um foco prioritariamente estrutural, deixando os aspectos de durabilidade a segundo plano, às vezes bastante negligenciados. Os parâmetros de durabilidade devem ser classificados segundo seu impacto nos parâmetros de segurança estrutural e adequação funcional, porém nem esse conceito é levado em conta por alguns métodos estudados. A durabilidade parece somente ser considerada a partir do momento em que supera o limite de aceitabilidade estética e sensorial dos usuários e começa a afetar os demais parâmetros. No entanto, quando se atinge esse nível de comprometimento, a severidade da deterioração já é indesejável há certo tempo e requererá intervenções de maior porte e mais onerosas. Portanto, um

acompanhamento e classificação dos processos de deterioração desde suas primeiras manifestações tende a conduzir a política de manutenção a medidas preventivas e mais econômicas em detrimento de ações corretivas e mais caras.

1.7. Diagnóstico

O Boletim 243 do CEB (1998) e o Manual do CONTECVET (RODRÍGUEZ, 2002) definem alguns termos importantes para a inspeção, diagnóstico e prognóstico de OAEs sob o ponto de vista da durabilidade. As descrições dos termos dos itens seguintes são fruto da combinação dos conceitos das duas fontes citadas.

Para o completo diagnóstico de uma OAE com problemas de durabilidade, além dos itens descritos a seguir é preciso identificar e descrever as características da estrutura, do meio ambiente (agressividade – macro e microclimas) e das condições de serviço.

1.7.1. Sintomas – manifestações patológicas

Sintomas são os sinais visualmente aparentes ou identificáveis com o uso de instrumentos de algum processo de deterioração. A descrição dos principais sintomas, locais e formas de ocorrência, bem como da gravidade e extensão são fundamentais para o diagnóstico, avaliação e prognóstico de uma obra deteriorada. Muitas vezes, somente a observação pericial dos sintomas e pequenos testes de campo são suficientes para que um especialista realize uma análise crítica que conduza ao correto diagnóstico do problema e demais etapas, possibilitando uma conduta corretiva ou preventiva eficaz.

Os sintomas devem ser observados e descritos com suficiente detalhamento para permitir a avaliação das hipóteses causadoras. Assim, por exemplo, a configuração de um quadro de fissuras em um elemento de concreto (posição das fissuras, trajetória, comprimento e abertura máxima) é fundamental para acercar-se da causa mais provável, de sua gravidade e da previsão de evolução futura.

1.7.2. Mecanismos de deterioração

Mecanismo de deterioração é o meio pelo qual se desenvolve um fenômeno patológico, ou seja, o conjunto de processos químicos, físicos ou mecânicos que geraram as manifestações patológicas observadas (sintomas). Para descrevê-los é

preciso compreender as ações e fenômenos envolvidos e sua interação com a estrutura e seus materiais. A compreensão e adequada descrição dos mecanismos de deterioração não são “requisites” técnicos ou acadêmicos, são fatores fundamentais a um correto diagnóstico e, mais que tudo, de vital importância para a especificação de procedimentos e materiais que combatam diretamente o processo de deterioração. É bastante comum que diagnósticos imprecisos ou equivocados, oriundos da definição inadequada dos mecanismos de deterioração envolvidos, conduzam a intervenções falhas que têm durabilidade insatisfatória ou custo desfavorável.

1.7.3. Agentes causadores

Agentes causadores são os elementos ou fatores internos ou externos à estrutura que desencadeiam o mecanismo de deterioração e mantêm sua continuidade (propagação e agravamento). São elementos fundamentais para o processo, sem os quais não há deterioração. Muitos dos ensaios existentes se prestam a detectá-los e quantificá-los.

1.7.4. Agentes agravantes

Agentes agravantes são os elementos ou fatores internos ou externos à estrutura que aceleram ou potencializam os mecanismos de deterioração, porém não são os causadores principais do problema patológico que pode desenvolver-se sem sua existência de forma mais lenta ou menos grave. Não são, portanto, agentes fundamentais à ocorrência do mecanismo de deterioração e de suas manifestações, porém, quando presentes, agravam a velocidade e a severidade do ataque.

1.7.5. Origens dos agentes causadores e agravantes

São as fonte dos agentes, ou seja: concepção, projeto, execução, manutenção ou uso da obra. Quando se identifica a origem dos agentes causadores e agravantes, podem-se recomendar intervenções que de fato cessem ou reduzam bastante a continuidade do processo de deterioração, pois as técnicas e materiais empregados serão especificados de forma interromper ou barrar o ingresso ou surgimento de mais agentes. É de suma importância também definir as origens dos agentes para se extrair um aprendizado que subsidie a execução de novas obras sem a repetição de erros no uso e manutenção da obra estudada ou em qualquer outra etapa.

1.7.6. Extensão e gravidade dos problemas

Trata-se da abrangência da área afetada e do impacto real que o problema tem no desempenho estrutural, funcional e de durabilidade da obra. Determinar a extensão da área deteriorada é uma atividade de mapeamento e medição de campo. Já a definição da gravidade dos problemas depende de um julgamento dos dados e da formação de um juízo sobre a relevância dos problemas existentes para o desempenho e a segurança da obra.

1.8. Freqüência de inspeção

A norma DNIT 010/2004 define os seguintes intervalos entre inspeções:

- Inspeção cadastral: imediatamente após a conclusão da obra, quando se inclui a obra no SGO ou quando a obra é submetida a alterações como alargamentos e outras mudanças de geometria;
- Inspeção rotineira: a cada dois anos no máximo;
- Inspeção especial: a cada cinco anos no máximo;
- Inspeção extraordinária: quando ocorrer um grave acidente na obra;

O manual da AASHTO define o intervalo máximo entre inspeções de qualquer tipo em dois anos e indica que as particularidades de idade, local de implantação, agressividade ambiental, relevância para a malha viária, importância social e econômica, entre outros fatores devem ser considerados para se determinar um intervalo menor entre inspeções, quando cabível.

1.9. Equipe de inspeção

Segundo o Manual da AASHTO (1998) e o Boletim 243 do CEB (1998), a equipe de inspeção de OAEs é formada basicamente por três classes de profissionais cujas atribuições e responsabilidades são apontadas na seqüência:

- **Gerente do sistema de inspeção:** engenheiro civil sênior, com ampla experiência e conhecimento das questões relacionadas ao projeto, inspeção e manutenção de OAEs. Tem a incumbência de coordenar e planejar a inspeção das obras. É, em geral, o responsável técnico frente ao órgão gestor e tem como principais atividades: definição do cronograma de trabalho e da demanda de recursos, equipamentos e prazos para os serviços de campo, suporte aos trabalhos de campo e escritório em casos mais complexos, revisão da classificação e recomendações de condutas corretivas e/ou preventivas e controle da qualidade

dos relatórios de inspeção antes de sua emissão. É também o responsável geral pela garantia do controle da qualidade geral dos processos, estando encarregado de identificar as não-conformidades do processo e de propor ações corretivas e preventivas para reduzir erros e “retrabalho” no processo de inspeção de OAEs;

- **Engenheiro responsável pelos serviços de campo e/ou escritório:** engenheiro civil pleno, com suficiente experiência e conhecimento das questões relacionadas com projeto, inspeção e manutenção de OAEs. É o responsável técnico por todos os dados levantados em campo e responsável pela coordenação da equipe de inspeção, bem como da garantia da qualidade dos procedimentos e resultados gerados na inspeção. Tem comunicação direta com o gerente do sistema e, muitas vezes, é também o coordenador operacional da rotina de elaboração dos relatórios de inspeção, podendo tomar decisões, esclarecer dúvidas e auxiliar o gerente no controle da qualidade dos processos;
- **Auxiliares técnicos:** profissionais com formação mínima de técnico em edificações, conhecimento, experiência prática, habilidade e suficiente produtividade nos trabalhos de campo. Estão incumbidos de auxiliar o engenheiro responsável em todas as atividades de campo, quais sejam: transporte de equipamentos, realização de medidas geométricas e croquis de campo, auxílio na realização de ensaios, limpeza de áreas para acesso e inspeção visual, auxílio à visualização e identificação de problemas patológicos e anomalias, sinalização da via, entre outros.

A norma do DNIT (2004) estabelece requisitos mínimos de qualificação dos engenheiros responsáveis pela inspeção, estabelecendo duas categorias cujas características são similares às de engenheiro sênior e pleno citadas anteriormente. Cada categoria de engenheiro inspetor está, habilitada a realizar um tipo de inspeção (simplificada ou especial, conforme item anterior). Para os auxiliares técnicos, exige-se a formação de segundo grau completo, entre outros fatores relacionados com a produtividade dos trabalhos de campo. A norma NBR-9452 (1986) e a ET-C21/002 (1999) não definem a qualificação mínima exigível para a equipe de inspeção.

O Boletim 192 do CEB (1989) afirma que os requisitos necessários a um engenheiro de inspeção de estruturas são amplos e estendem-se além daqueles exigidos de engenheiros de projeto estrutural ou de obra. Esses dois últimos engenheiros lidam com adversidades que, em geral, podem ser “controladas” ou ajustadas com base em modelos de comportamento e recomendações normativas e da boa prática que mantêm os problemas sob padrões aceitáveis de domínio e que, historicamente, têm-se mostrado satisfatórios na maioria dos casos. Já o inspetor de estruturas depara com problemas de diversas naturezas possíveis e quase sempre dispõe de informações limitadas sobre a obra e seus problemas. Esse alto grau de incerteza e de

complexidade exige do engenheiro conhecimentos adequados e suficiente experiência com as ações ambientais e de utilização e com os problemas intrínsecos à obra decorrentes das etapas de projeto, execução, uso e manutenção. Não se pode dispensar, é claro, bom senso crítico, raciocínio lógico e método de trabalho.

Ainda segundo Boletim 192 do CEB (1989), um engenheiro cuja formação e experiência não o habilitem a inspecionar com suficiente perícia uma estrutura tenderá a tomar medidas extremamente conservadoras e/ou precipitadas que invariavelmente resultam em soluções de intervenção antieconômicas, ineficazes ou até perigosas quanto à segurança estrutural e funcional. Este Boletim ainda afirma que mesmo dispondo de manuais, normas, resultados de ensaios e outras ferramentas e informações, o engenheiro tem, **em todos os momentos**, a responsabilidade de avaliar, ponderar e julgar os dados de que dispõe para produzir um parecer técnico correto e abrangente que gere uma intervenção segura, eficaz e econômica.

Pelo exposto, fica patente a relevância da **capacitação** dos profissionais envolvidos em serviços de inspeção, diagnóstico, avaliação e recomendação de conduta em pontes e viadutos de concreto. Por capacitação entende-se conhecimento teórico e prático, além de suficiente senso crítico, poder de discernimento e habilidade para propor soluções apropriadas para os problemas encontrados.

A norma do DNIT (2004) representa importante avanço na exigência da qualificação mínima dos profissionais envolvidos na inspeção de OAEs. Entre as normas brasileiras pesquisadas, é a única que define a qualificação mínima exigível e algumas habilidades desejáveis da equipe de campo. Contudo, não estabelece os parâmetros para sua obtenção e garantia (cursos de formação e capacitação, bem como instrumentos de certificação periódica).

Phares et al. (2000 e 2001) apresentam interessante relato do programa aplicado pelo *Federal Highway Administration* (FHWA) dos EUA (órgão equivalente ao DNIT) para a qualificação, certificação e reciclagem das equipes de inspeção atuantes naquele país. Em seu estudo, os autores apresentam algumas das habilidades e características humanas e ambientais consideradas relevantes na qualidade dos resultados gerados por inspeções visuais. Os fatores estudados incluem avaliação de conhecimento teórico de projeto e patologia de estruturas de OAEs, simulações de

inspeções de campo e exames médicos periódicos para a verificação das condições do pessoal envolvido¹⁸, servindo como elemento fundamental à garantia da qualidade dos programas de inspeção de pontes, por lidar diretamente com a qualificação daqueles que produzirão os resultados de campo da inspeção.

1.10. Controle e garantia da qualidade do processo de inspeção de pontes e viadutos de concreto

Segundo o manual da AASHTO, para assegurar a confiabilidade e a consistência das inspeções, classificação das condições de operação e recomendações de manutenção de um conjunto de OAEs, os órgãos gestores devem exigir das empresas ou equipes responsáveis pelas inspeções medidas de controle das atividades de campo e escritório tais como: uso de listas de verificação (*check lists*) para obter relatórios uniformes e completos, supervisão e revisão dos documentos gerados em campo e escritório por um elemento externo à equipe (avaliação crítica de terceiros) e treinamento e certificação periódica das equipes de inspeção.

Os demais documentos consultados fazem alusão a procedimentos de controle e garantia da qualidade de forma genérica e por meios indiretos, sendo contemplados em outras partes do presente texto.

¹⁸ Acuidade visual, atenção contínua por longos períodos, capacidade de discernimento em condições adversas de campo, preparo físico adequado, entre outros.

CAPÍTULO II

2. PROPOSTA DE UM MÉTODO DE INSPEÇÃO DE PONTES E VIADUTOS DE CONCRETO SOB O PONTO DE VISTA DA DURABILIDADE

O presente Capítulo apresenta a síntese da discussão dos Capítulos anteriores para formular diretrizes de conduta de inspeção e diagnóstico dos principais **problemas patológicos associados à durabilidade** que podem afetar uma OAE. Nesta etapa do texto, as discussões são mais conclusivas e contêm propostas e recomendações. A estrutura do método proposto aplica-se à **inspeção detalhada** de uma ponte ou viaduto de concreto afetado(a) principalmente por problemas de durabilidade. As inspeções mais “simplificadas” ou rotineiras não são objeto do método proposto, embora possam empregar idéias e diretrizes do texto apresentado.

2.1. Planejamento inicial

2.1.1. Levantamento de informações complementares

Conforme exposto no Capítulo 1, muitas informações valiosas para auxiliar a inspeção e fornecer dados para o diagnóstico de uma OAE devem ser coletadas junto aos órgãos gestores ou outras entidades relacionadas. Contudo, como citado, é muito comum que a maioria dos dados desejáveis não esteja disponível e, às vezes, dependendo da idade da obra e do órgão gestor, todo o arquivo de documentos da OAE tenha-se perdido ao longo do tempo. Portanto, abaixo são listadas as informações mínimas desejáveis para subsidiar a inspeção detalhada de uma obra:

- Relatório completo da última inspeção realizada na obra. Quando houver mais de um registro no arquivo, é interessante consultar uma cópia da **inspeção mais recente** (mesmo que seja rotineira) e da **última inspeção detalhada** realizada;
- Quaisquer projetos disponíveis, em especial os de forma e armação e, quando aplicável, as especificações de método construtivo e materiais;

- Quaisquer informações sobre intervenções realizadas, tais como reparos, reforços, alargamentos e melhorias;
- Quaisquer informações relativas a acidentes ou problemas que a obra tenha apresentado ao longo de sua existência, desde pequenos choques de veículos ou embarcações, até problemas que tenham surgido posteriormente e foram notados tais como fissuras, deformações excessivas e outros problemas patológicos.

Como na maioria dos casos, a obtenção dos dados acima é difícil (mesmo sendo um “resumo” da lista mais completa sugerida no Capítulo 1), uma fonte alternativa de informações é a entrevista de pessoas que conheçam o histórico da obra, tais como técnicos ligados à sua manutenção, usuários frequentes ou até moradores das proximidades. Porém, obviamente, deve-se tomar tais informações com cautela e empregá-las apenas para esclarecer eventos e dados duvidosos, pois informações verbais não constituem documentos formais válidos como referências definitivas.

Quanto menos informações anteriores forem obtidas, maior será a demanda e a importância dos dados a serem levantados em campo para caracterizar a obra e seu estado. Também será maior a incerteza sobre alguns aspectos tais como resistência dos materiais, detalhes de armação e especificações de projeto. Quando as informações iniciais forem escassas ou inexistentes, o planejamento da inspeção detalhada certamente também será mais difícil e trabalhoso.

2.1.2. Inspeção preliminar

Conhecimento do problema e definição das hipóteses iniciais

A primeira fase para a abordagem de uma OAE com problemas de durabilidade é realizar uma vistoria prévia com a finalidade de situar a equipe de inspeção (particularmente o engenheiro responsável) no cenário da obra. Deve-se explorar a obra por meio de uma vistoria expedita em que se façam observações, anotações, ensaios rápidos de campo em caráter exploratório e uma investigação preliminar das manifestações patológicas aparentes e mais facilmente detectáveis.

Nessa etapa, são identificados os principais problemas que afetam a obra e também são examinados inicialmente os problemas que eventualmente tenham sido reportados pelos órgãos gestores, suas manifestações e particularidades no contexto da obra e de seu local de implantação.

As anotações de campo e os croquis simplificados devem descrever a tipologia da estrutura e de seus elementos, características específicas da obra e do ambiente, questões pertinentes à inspeção detalhada tais como recursos e equipamentos necessários para acesso e inspeção da obra, bem como a descrição de aspectos das manifestações patológicas e anomalias, além de resultados dos ensaios exploratórios.

Os ensaios exploratórios devem servir para se esclarecer idéias que se formulem sobre os possíveis mecanismos e causas dos problemas encontrados. São exemplos: extração de pequenas amostras de concreto para observação da pasta de cimento e dos agregados, percussão com um objeto metálico para verificar pontos com destacamento do concreto ou “som oco” (ninhos de concretagem profundos e perda de material sob o pavimento), ensaio de profundidade de carbonatação do concreto em alguns pontos, verificação da abertura e configuração típica de algumas fissuras, aspecto visual dos produtos de corrosão das armaduras, da superfície bruta do concreto, remoção localizada de revestimentos, entre outros.

É conveniente realizar um registro fotográfico inicial, embora as normas e manuais consultados não façam menção a isso. São poucas fotografias que servem para auxiliar os serviços de planejamento de escritório antes da inspeção detalhada. Deve-se retratar o aspecto geral de implantação e tipologia da obra, das condições de acesso às diversas partes da obra, dos entornos e outros fatores pertinentes tais como manifestações patológicas mais importantes e notáveis. A partir dessas fotos podem ser gerados croquis pré-formatados que auxiliarão durante a inspeção detalhada, fichas complementares de inspeção, entre outros. Duas fotografias superiores da obra (a partir de cada extremo), duas laterais em que se veja a maior parte do tabuleiro e da mesoestrutura, uma de cada elemento típico visível da estrutura e algumas dos principais problemas patológicos ou anomalias detectáveis compõe um bom registro.

Tais fotografias, juntamente com as anotações de campo, os croquis esboçados e os resultados de eventuais ensaios exploratórios constituirão importante registro inicial que pode ser discutido em escritório com engenheiro mais experiente para definir os procedimentos e/ou ensaios complementares, além de cuidados especiais.

Com tais dados levantados inicialmente, os problemas a serem inspecionados ficam conhecidos com profundidade suficiente para se definir os procedimentos de uma

inspeção detalhada visando ao seu diagnóstico completo. Entre as informações citadas, as imprescindíveis para o conhecimento do problema são a **caracterização básica da agressividade ambiental** e as **manifestações patológicas principais**.

As hipóteses iniciais são formuladas a partir da reunião dos dados coletados em campo e após um exame crítico que identifique os possíveis problemas e suas causas. Isso se faz, confrontando os dados levantados, observando os elementos que estão afetados e de que modo, as demais deficiências observadas (falhas de drenagem e nos elementos de vedação das juntas do tabuleiro, por exemplo). Procura-se inferir como os problemas existentes poderiam ter sido iniciados, como se desenvolveram e quais os agentes internos e externos que contribuíram e contribuem para sua ocorrência. As **hipóteses iniciais** ou **pré-diagnóstico** são fundamentais para o planejamento da inspeção detalhada, pois definem quais possibilidades (“conjeturas plausíveis”¹⁹) serão testadas e investigadas com maior detalhe para diagnosticar as ocorrências da obra. Um pré-diagnóstico bem efetuado pode acelerar e baratear bastante a investigação detalhada dos problemas, pois reduz o número de hipóteses a serem testadas, resultando em um estudo mais dirigido, com menor quantidade de medidas, ensaios e período de permanência em campo.

Planejamento da inspeção detalhada

Com base nas hipóteses de diagnóstico, procede-se ao planejamento dos procedimentos de estudo aprofundado que confirmará ou refutará cada possibilidade.

A primeira medida a se tomar é elaborar fichas de inspeção ou adaptar fichas preexistentes para a obra em estudo. Devem-se elaborar listas de verificação (*check lists*) de campo de forma que se observe, inspecione, meça, extraia e analise todas as informações que possam ser necessárias. Dadas as diferenças entre as condições gerais de campo²⁰ e de escritório, é muito importante que se construa uma lista de itens a serem verificados, fichas para anotar os resultados dos ensaios e uma seqüência de procedimentos a serem realizados, croquis e espaços para comentários

¹⁹ Conforme tratado na introdução do Capítulo 1, onde se discute o método da pesquisa proposto por René Descartes e a terminologia empregada na definição dos conceitos.

²⁰ Presença de mato, ambientes fechados ou mal iluminados, taludes íngremes e escorregadios, ruído, insetos e animais, perigos diversos e todo tipo de adversidades que limitam a capacidade de memorização e controle das atividades da equipe de inspeção e do engenheiro responsável.

para que nenhuma etapa seja esquecida ou executada de forma incompleta ou insatisfatória, além de definir um roteiro básico de abordagem da obra que guiará a equipe ao longo da estrutura da OAE e de seus entornos.

A segunda medida a ser tomada é a definição dos métodos de ensaio e observações periciais que devem ser realizados na estrutura, os critérios de amostragem (locais de ensaio e quantidade de medidas), a quantidade de amostras e testemunhos a serem extraídos e as condições e critérios para realização dos ensaios e extração de material. Esse item é discutido com mais detalhe na seqüência do texto.

A terceira etapa é definir a equipe de inspeção com base na extensão da obra e da inspeção realizada, nível de especialização requerida para vistoria e ensaios e, por fim, prazo para execução dos serviços de campo. Trata-se do dimensionamento da equipe de inspeção que é feita pelo engenheiro gerente do sistema de inspeção ou por um engenheiro de inspeção experiente.

Por fim, selecionam-se os recursos acessórios para realizar a inspeção tais como:

- Dispositivos de acesso: escadas, andaimes, barcos, caminhões plataforma ou com braço mecânico (guindaste), plataforma telescópica, balancins, equipamentos para inspeção submersa, etc;
- Elementos e ferramentas complementares: máquinas fotográficas (é sempre conveniente ter uma de reserva), iluminação artificial, fonte de energia elétrica (caso necessário), trenas, níveis, maretas, talhadeiras, ponteiras, fissurômetros, paquímetro, facões para abrir caminhos, pás para pequenas escavações, espátulas, cordas e cintos de segurança, coletes salva-vidas, sinalização de pista (cones e luminosos) e da equipe (coletes refletores), etc.

Quando acertados todos os subsídios para a inspeção e planejados os procedimentos e cuidados, deve-se efetuar uma reunião prévia em escritório e outra no início de cada dia de trabalho de campo para planejar a seqüência de abordagem da obra, dividir as atividades e responsabilidades do período, assegurar uma inspeção ágil e bem conduzida e garantir a segurança da equipe. Em cada período de interrupção, para refeições, mudança de local ou término das atividades do dia, deve-se realizar uma reunião breve de verificação do andamento das atividades para que o engenheiro de campo possa orientar possíveis correções de procedimentos ou alterar o cronograma de inspeção da obra em função de variantes ambientais tais como variação do nível d'água, chuvas ou proximidade do fim do dia (falta de iluminação

natural) ou variantes de outra ordem tais como disponibilidade de recursos adicionais como geradores elétricos, caminhões de acesso, máquinas extratoras de testemunhos, passagem de cargas (especialmente em obras ferroviárias), entre outros.

Seleção dos métodos de ensaio e observações especiais

A partir da caracterização inicial do quadro patológico da obra, feita na inspeção preliminar, formula-se uma ou mais hipóteses de diagnóstico que serão testadas. Assim, definem-se os procedimentos de inspeção para confirmar os mecanismos, causas e origens dos problemas tanto de durabilidade, como estruturais e funcionais. Com base no pré-diagnóstico, cria-se o roteiro de observações e ensaios para a obtenção das **informações necessárias** à confirmação ou refutação das hipóteses que subsidiam o diagnóstico definitivo ou mais provável da obra. Esse conjunto de informações adquiridas permite verificar a ocorrência ou não do problema e esclarece a forma, extensão e gravidade com que se manifesta na estrutura (CEB, 1989). Portanto, as observações iniciais associadas aos procedimentos específicos de inspeção para cada tipo de manifestação patológica estabelecem os ensaios e observações complementares que deverão ser efetuados em cada caso.

Critérios de amostragem

O critério de amostragem de ensaios não-destrutivos, destrutivos ou mesmo de inspeção visual detalhada de elementos de difícil acesso segue as diretrizes definidas a seguir (ACI 228.2, 2004; RODRÍGUEZ, 2002; REPETE, 1991). A estrutura deve ser dividida em **lotes** dos quais pode-se ensaiar uma parte que constituirá uma **amostra**. Um lote é uma porção suficientemente homogênea da estrutura e representativa de uma dada combinação de fatores intrínsecos e extrínsecos. O critério de formação de lotes deve discernir entre:

- Elementos estruturais variados que apresentem propriedades dos materiais e características construtivas ou geométricas distintas;
- Elementos expostos a microclimas diferentes ao longo da obra (diferenças de agressividade ambiental²¹);

²¹ Por exemplo, em obras marítimas: zonas submersas, zonas de variação de maré, zonas de respingos e zona de atmosfera marinha. Em obras urbanas ou rurais: áreas insoladas e expostas a chuvas, áreas abrigadas, áreas sujeitas à infiltração de água ou escoamento de águas pluviais.

- Elementos estruturais apresentando graus de deterioração específicos;
- Zonas com solicitações mecânicas diferentes (permanentes e variáveis);
- Áreas concretadas em diferentes etapas que podem ser diferenciadas pelas juntas de construção aparentes, constituindo lotes diferentes de concreto.

De cada lote, pode ser selecionada a porção mais acessível que servirá de amostra. Uma vez dividida a estrutura em lotes, a amostragem pode ser feita conforme a acessibilidade, disponibilidade de tempo e recursos e demanda de precisão e abrangência dos resultados obtidos (CEB, 1998; ACI 228.2, 2004):

- Amostragem ampla: trata-se da seleção de amostras de diversos lotes, representando grande parte da estrutura. É particularmente realizada com ensaios não-destrutivos rápidos, simples e baratos como esclerometria, potencial de corrosão e resistividade elétrica do concreto;
- Amostragem de poucos lotes (tipicamente dois ou três) com características distintas ou graus de deterioração bastante diferentes (mau, intermediário e bom estado, por exemplo);
- Amostragem somente das partes mais afetadas (amostra única ou reduzida): ensaio ou extração de amostra ou testemunho para determinação das condições da região considerada mais crítica, danificada ou contaminada.

A divisão da obra em lotes assegura a estimativa das faixas de valores da propriedade ensaiada que podem ser encontrados no restante da estrutura. No caso de amostragens mais restritas, procura-se levantar os valores extremos (máximos e mínimos) entre os quais se situam os valores para as demais áreas ou apenas se medem os piores valores (amostra única) para definir as condições mais críticas. O levantamento dos valores extremos presta-se à comparação interna dos resultados da estrutura (áreas em bom estado e áreas deterioradas), ou seja, o estabelecimento de relações dentro do universo da própria obra. Isso sempre é mais interessante para análise e confronto posterior das informações disponíveis, pois nem sempre os critérios e valores de referência existentes na literatura para cada ensaio são aplicáveis ou adequados ao caso da obra estudada.

Existem ensaios tais como radar, infravermelho ou outros métodos que fazem a varredura e o mapeamento de superfícies e elementos da estrutura e podem realizar uma inspeção com “amostragem de 100%”, ou seja, toda a extensão do elemento ou da obra pode ser examinada. São exemplos: inspeção de destacamentos e delaminações em pavimentos e grandes superfícies acessíveis de pilares parede, entre

outros. Ensaios como ultra-som, eco-impacto, potencial de corrosão e resistividade elétrica do concreto também podem ser executados em grande quantidade ao longo de um elemento, definindo-se uma malha de pontos a partir dos quais os resultados de campo podem ser apresentados de forma gráfica em mapas com curvas de iso-valores que auxiliam muito na visualização das regiões críticas.

Embora o ACI-228.2 R-98 apresente como alternativa um critério estatístico de amostragem aleatória ao longo da estrutura, as restrições de custo, tempo e acessibilidade inviabilizam tentativas de se efetuar uma quantidade “estatisticamente recomendável” de medidas para obter os resultados de um ensaio. Realizando-se simulações matemáticas com a equação apresentada para determinar o número de medidas requeridas em alguns casos, observa-se que podem variar de 20 até mais de 300, dependendo do ensaio, das condições da obra e do erro admissível. Por essa razão, no método proposto neste Capítulo, adotou-se o **critério de formação de lotes** ao invés do **puramente estatístico**, pois, como se afirma no Capítulo 1, quando se efetua a inspeção em uma estrutura, particularmente de uma OAE, é preciso aliar aspectos técnicos e científicos com **senso crítico e experiência prática**.

Parece bastante razoável que – a partir de um exame visual criterioso e da análise de dados complementares – a estrutura possa ser dividida em lotes suficientemente homogêneos e representativos das diversas áreas. Uma OAE tem elementos estruturais distintos, graus diversos de dano e microclimas específicos que podem ser diferenciados por um especialista para formar lotes, o que configura uma enorme vantagem sobre um certo universo amostral totalmente desconhecido e “nebuloso”. Em resumo, a possibilidade de se compartimentar a estrutura com base em aspectos facilmente distinguíveis permite que se reduza a quantidade de amostras, agilizando e barateando o processo. Empregar diretamente o critério estatístico seria como “ignorar” o que se conhece sobre a obra e considerá-la uma “massa indefinida de concreto e aço” sem particularidades (específicas de cada lote). Felizmente, o conhecimento da Engenharia contribui para abreviar o rigor imposto pela Estatística.

Um exemplo bastante interessante do uso da perícia da Engenharia para a realização de um plano de amostragem mais ágil, barato e menos destrutivo é apresentado por Repette (1991). Para investigar a distribuição de valores de resistência à compressão

do concreto ao longo de uma obra, o autor propõe um roteiro fundamentado em critérios da literatura técnica e da Estatística.

A primeira etapa é a inspeção preliminar com o objetivo de separar a estrutura em lotes, conforme exposto no presente texto. Então, em cada lote é selecionada uma área de ensaio (amostra) para esclerometria. Os resultados obtidos (em iguais condições e com a dispersão aceitável) são organizados em uma lista crescente. Conhecidos os valores extremos, definem-se faixas de valores para agrupar os resultados em “degraus” (p.ex.: índice esclerométrico de 2 em 2). De cada faixa de valores pode ser tomada uma **única amostra** (ou uma amostragem parcial ainda mais reduzida) para a extração de testemunhos e ensaio de resistência à compressão. Cada “degrau” representa, na prática, os novos lotes definidos pela esclerometria.

Então, extraem-se pares de testemunhos de cada amostra que serão ensaiados (ACI 228.1, 2004). Nessa etapa, o número de amostras já é muito mais reduzido, pois foi “filtrado” por dois critérios de formação de lotes (inspeção visual e esclerometria). Por fim, pode-se ajustar a curva de correlação entre os índices esclerométricos e as resistências médias dos pares de testemunhos. A expressão de correlação obtida por esse método de redução criteriosa do número de amostras assegura que se obtenha com simplicidade e agilidade um ajuste adequado e com boa confiabilidade, conforme as particularidades de cada obra. A curva de correlação pode, então, ser empregada para estimar a resistência do concreto em todas as demais áreas ensaiadas com o esclerômetro. Em resumo, o uso do critério de formação de lotes de um especialista associado à execução de um ensaio rápido, barato e não-destrutivo permite reduzir a complexidade, custo e tempo de inspeção da resistência do concreto, sem comprometer de forma significativa a “qualidade” dos resultados.

Condições de ensaio e cuidados especiais

Os ensaios realizados em uma obra têm o objetivo de representar as características e propriedades dos materiais, da estrutura e de seus “defeitos” na condição em que ocorrem mais frequentemente ou no cenário mais crítico, quando se deseja estimar os piores estados que podem ocorrer.

Nesses casos, cabe ao engenheiro responsável pelo planejamento e pela inspeção de campo definir que condições particulares de ensaio serão adotadas para um dado ensaio ou que cuidados devem ser tomados em campo e laboratório para que se obtenham dados condizentes com a realidade investigada e as informações desejadas.

Para ilustrar esse item citam-se alguns exemplos:

- Os ensaios eletroquímicos para inspeção da corrosão podem ser realizados em duas condições principais: concreto com o teor de umidade “natural” ou concreto saturado. No primeiro caso, procura-se extrair informações sobre o processo eletroquímico da corrosão como ele se desenvolve nas condições particulares da data e hora de medição (temperatura, umidade, entre outros) e é conveniente quando se pretende monitorar periodicamente a evolução das leituras com as variações climáticas. Já os ensaios realizados na condição de concreto saturado procuram expressar a situação mais crítica de corrosão, em que a mobilidade dos íons é máxima, resultando, usualmente, em baixa resistividade elétrica do concreto, potenciais de corrosão mais negativos e taxas instantâneas de corrosão maiores. No primeiro caso, o engenheiro inspetor deseja representar a estrutura em um estado conhecido, já no segundo, procura extrair as leituras extremas e mais críticas que podem ser observadas na obra (DÍAZ BRITO, 1997);
- As amostras e testemunhos devem ser extraídos conforme a aplicação que terão em laboratório. Por exemplo, se uma amostra em pó de concreto é extraída para determinar o perfil de penetração de íons cloreto e íons sulfato, ela deverá ser protegida contra a contaminação da água local (que contém esses íons e altera os resultados) e os equipamentos de extração e coleta devem ser limpos para não haver mistura entre amostras de diferentes pontos ou profundidades (GUIMARÃES, 2000);
- As medidas eletroquímicas de corrosão podem ser realizadas após a localização das armaduras da peça com pacômetro, permitindo-se, por exemplo, que se efetuem as leituras de potencial exatamente sobre as barras de aço para obter os valores mais negativos (ASTM C 876, 2000) e os pontos de leitura de resistividade elétrica distantes das armaduras para minimizar a influência do aço no valor medido (GOWERS e MILLARD, 1999);
- Os testemunhos cilíndricos extraídos podem ser ensaiados à compressão na condição de umidade mais freqüente na obra, totalmente secos ou saturados, conforme a análise desejada pelo engenheiro inspetor (ACI 228.1, 2004).

2.2. Inspeção detalhada

A inspeção detalhada é a etapa que requer maior perícia, pois é dela que será extraído o diagnóstico da obra, o prognóstico e a “**resposta final**” do relatório de inspeção que são o **parecer técnico sobre a condição da obra** e as **recomendações de conduta** para solução dos problemas existentes. Embora se sugira rigor e cuidado

nas etapas anteriores também, esta compõe o núcleo do estudo e exige o maior nível de atenção e prudência possível. Eventuais falhas ou deficiências nesta etapa terão conseqüências muito mais sérias na confiabilidade e abrangência dos resultados obtidos, ao passo que pequenos equívocos ou lacunas nas etapas iniciais podem ser contornados em tempo hábil, sem necessariamente comprometer a inspeção.

2.2.1. Levantamento cadastral

Em uma inspeção detalhada, a estrutura, seus componentes e acessórios devem ser identificados, caracterizados e medidos (dimensões e geometria) para compor um registro atualizado de seu aspecto geral, incorporando eventuais alterações em relação ao projeto original e às últimas inspeções realizadas. É fundamental, quando se trata da primeira inspeção da obra, para a verificação da conformidade com o projeto geométrico e muito importante quando já não se dispõe dos projetos originais ou *as built*, visando a caracterizar a geometria e os demais detalhes pertinentes da obra. Em alguns casos, por restrições de tempo e recursos, são levantadas apenas as dimensões principais da obra e identificados os principais elementos da estrutura para referência no relatório da inspeção.

2.2.2. Inspeção visual detalhada (vistoria)

Como citado anteriormente no texto, embora se disponha de um sem-número de métodos de ensaio não-destrutivos e destrutivos, equipamentos de acesso, entre outros, a maioria absoluta das inspeções realizadas no Brasil e em países da Europa e América do Norte ainda são **predominantemente visuais**. Apenas em casos mais relevantes em que é evidente a necessidade de resultados mais aprofundados, abrangentes e precisos é que se lança mão de uma inspeção instrumental, com ensaios. Isso significa que a principal fonte de dados para o diagnóstico e a avaliação da obra é uma observação visual pericial, definida como **vistoria**, que procura coletar o máximo de informações, formulando e buscando verificar o máximo de idéias e hipóteses sobre a obra e suas condições para subsidiar o fornecimento das informações requeridas sobre a obra.

Além disso, a vistoria cuidadosa de um especialista traz conclusões e reúne dados com base em uma análise crítica imprescindível que muitas vezes supre deficiências

dos resultados obtidos em campo, explica dados aparentemente inesperados ou contraditórios e permite a formação de um juízo sobre o estado da obra que poderia não ser formado somente com os resultados de ensaios e medidas.

Seqüência de abordagem da obra

Quando a inspeção a ser realizada tem foco bem específico, para levantar o estado ou comportamento de elementos ou partes da estrutura, pode-se partir diretamente a essas regiões da obra, suprimindo algumas das etapas propostas anteriormente.

Contudo, sem que a inspeção perca sua objetividade, é importante que ela abarque a maior quantidade de informações atualizadas sobre a obra, pois isso constituirá não apenas o conjunto de “respostas requeridas”, mas também manterá um registro atualizado da obra para o seu acompanhamento e o carregamento do SGO.

A seqüência sugerida para abordagem física de uma obra durante a inspeção visual é:

- Início da vistoria pela parte superior da obra: entornos, aspectos gerais da via nas aproximações, laje de transição (quando houver ou for detectável), pavimento, elementos de vedação das juntas do tabuleiro, dispositivos de drenagem do tabuleiro (buzinotes) e dos encontros (canaletas, escadas d'água, etc), passeios ou passarelas laterais, elementos acessórios de segurança ao tráfego e aos pedestres (barreiras e guarda-corpos), sinalização horizontal e vertical (nas aproximações e sobre a obra) e outros elementos existentes. Devem ser identificadas as condições locais tais como vegetação, condições dos taludes (sob a obra e nas laterais), etc;
- **Vistoria da superestrutura (lajes, vigas longarinas e transversinas, elementos de vedação das juntas do tabuleiro):** da face inferior aparente das lajes e das demais que forem acessíveis ou visíveis, das faces aparentes (laterais e superior) das vigas longarinas e vigas transversinas. Devem ser procurados sinais de corrosão de armaduras, fissuras de flexão, tração, cortante ou torção (principalmente em tabuleiros de seção celular), verificar flechas e contra-flechas em obras protendidas, avaliar as condições das extremidades e de regiões de ancoragem de cabos de protensão (sinais de esmagamento do concreto ou de corrosão dos elementos da cabeça de ancoragem), manchas de infiltração de água e sinais de lixiviação em fissuras de lajes e vigas, ausência de pingadeiras nos balanços laterais das lajes, buzinotes curtos, obstruídos ou mal instalados. Procurar sinais de choque de veículos ou embarcações (quando cabível), lascamentos do concreto, entre outros problemas superficiais. Dentro das seções celulares, procurar restos de formas eventualmente atacadas por cupins, fissuras, condições das ancoragens das armaduras ativas, sinais de ataque de microorganismos, umidade proveniente de infiltração da laje superior, deficiência de drenagem dos septos, etc. Nas juntas, verificar se há infiltração de água do tabuleiro que causem lixiviação do concreto e corrosão das armaduras, problema

particularmente crítico em dentes Gerber. O estado de implantação, falhas de fixação, degraus, deformações excessivas, ruptura por tração ou desgaste e dimensões incompatíveis com os vãos e aberturas são os principais problemas dos perfis de vedação de juntas;

- **Vistoria da mesoestrutura (pilares, aparelhos de apoio fixos ou móveis, vigas travessas de apoio e vigas de travamento):** os aparelhos de apoio muitas vezes encontram-se obstruídos por restos de forma, detritos oriundos do tabuleiro com juntas mal seladas ou sobras de concreto e argamassa. É preciso remover parcialmente esse material para visualizar o tipo de aparelho de apoio e sua condição geral. Aparelhos de apoio de elastômero (fretado ou simples) devem ser inspecionados quanto à integridade (fissurado, rasgado, “ressecado”), à posição de instalação (é comum a instalação excêntrica das placas em relação aos pontos de apoio) e às condições de deformação (distorção acentuada, rotação, esmagamento, corrosão das placas de fretagem, etc. Para os aparelhos de apoio de placas de chumbo, é preciso observar o esmagamento e a espessura se é adequada e compatível com o vão e o peso da estrutural. Aparelhos de apoio do tipo rolete metálico devem ser inspecionados quanto à corrosão e liberdade de rotação; são aparelhos obsoletos, muitas vezes substituídos em intervenções atuais. É preciso atentar para esses dispositivos, pois uma corrosão pronunciada pode bloquear a rotação do tabuleiro e inclusive causar o recalque de alguns milímetros, que produzirá esforços de deformação imposta. Aparelhos de apoio fixos do tipo Freyssinet ou Mésnager, devem ser inspecionados procurando-se verificar o estado das armaduras que atravessam a seção estrangulada que formam a rótula plástica de concreto, pois é comum haver corrosão devido a infiltração de água do tabuleiro, provocando fissuras, destacamento do concreto e possíveis recalques oriundos de rupturas frágeis. Aparelhos de apoio metálicos mais moderno devem ser vistoriados quanto à corrosão dos elementos e condições dos parafusos e placas de rotação. Em todos os casos, é preciso verificar se não há sinais na mesoestrutura (vigas travessas de apoio) ou na superestrutura (vigas transversinas de apoio ou vigas longarinas) de mau funcionamento do aparelho de apoio. Fissuras de esmagamento e fendilhamento do concreto são os primeiros sinais de que os aparelhos de apoio (fixos ou móveis e de qualquer tipo) já não se comportam adequadamente, seja pelo impedimento parcial da rotação das vigas, seja pela baixa capacidade de absorção e distribuição dos esforços oriundos do tabuleiro. Os pilares devem ser verificados quanto ao prumo, alinhamento, esmagamentos localizados nas cabeças devido a deficiência de armadura de fretagem ou cintamento, fissuras verticais por esforços de tração horizontais oriundos de efeito de “bloco parcialmente carregado”, corrosão de armaduras nas cabeças (devido a infiltração de água do tabuleiro e nos pés (devido ao contato com a umidade do solo, ciclos de molhamento e secagem e aeração diferencial), sinais de calcinação devido a fogueiras realizadas por moradores de rua, etc. As vigas de travamento devem ser inspecionadas para verificar fissuras de todas as naturezas e sinais de corrosão;
- **Vistoria da infraestrutura (blocos de fundação, elementos de fundação parcialmente aparentes ou detectáveis, elementos de fundação enterrados):** A infraestrutura costuma ter acesso restrito e apenas parte de seus elementos aparentes. Contudo, pode-se verificar o estado de conservação das superfícies dos

blocos e a existência de ataque ao concreto (físico (erosão) ou químico (por íons sulfatos presentes na água do solo ou reações álcali-agregado)). Corrosão de armaduras em elementos em contato constante com umidade é freqüente também. Fundos de blocos sobre cursos d'água costumam apresentar corrosão severa das armaduras devido ao microclima propício, especialmente em água salgada ou salobra. Pequenas escavações podem ser efetuadas para verificar a extensão de problemas detectados sobre o nível da terra ou vara verificar a integridade dos elementos de fundação um pouco abaixo do nível do solo. Blocos, tubulões e estacas em cursos d'água devem também ser inspecionados quanto à erosão causada pela correnteza. Um tipo particular de inspeção é a submersa. Pode ser mais simples de pura verificação da integridade da cabeça de estacas ou do estado de corrosão ou deterioração do concreto em fundos de blocos, mas também pode contemplar o uso de equipes de mergulho dotadas de instrumentos adequados, filmadoras e máquinas fotográficas subaquática com iluminação e câmaras na extremidade que permitem o isolamento da área a ser retratada, etc. As principais observações que se procuram são fissuras (inclinadas ou longitudinais) em estacas e tubulões, sinais de ruptura no engaste com os blocos, limite de profundidade até onde se observam sinais de corrosão das armaduras, entre outros. Trata-se de procedimento complexo, oneroso e usualmente demorado, especialmente em pontes que transpõem cursos d'água com correnteza forte ou com águas com elevada turbidez. Nesses casos, ou se realiza uma inspeção por meio do tato (procurando encontrar sinais de deterioração na superfície dos elementos de fundação com o toque das mãos), ou se instalam barreiras de proteção contra a correnteza e se utiliza um produto floculante para provocar a decantação dos sedimentos, reduzindo a turbidez da água localmente por curto período de tempo suficiente para visualizar mais facilmente os elementos submersos. Contudo, essa operação é rara, poucos profissionais a dominam bem e bastante trabalhosa;

- **Vistoria dos encontros (estruturas de contenção dos encontros, muros de ala, aterros e taludes):** verificar a integridade estrutural e de durabilidade dos muros de contenção (fissuras verticais, sinais de corrosão, deformação excessiva, etc). Os muros de ala deverão ser verificados quanto à integridade (ausência de corrosão e falhas de concretagem) e pontos quebrados. Os taludes e aterros deverão ser verificados quanto ao recalque em relação ao tabuleiro (notável e mensurável pela marca sob as cortinas (vigas transversinas extremas que servem de contenção para a cabeça do aterro dos encontros), perda de solo sob as cortinas, erosão, oqueidade sob o pavimento nos encontros e sob lajes de transição. Os efeitos deletérios da ausência ou ineficiência da drenagem dos taludes e da ausência ou deficiência de proteção (vegetação, gabião, placas de concreto, etc) devem ser cuidadosamente verificados, pois gradualmente podem causar instabilidade do aterro, chegando até a rompê-lo, como se observou no acidente da ponte da rodovia Régis Bittencourt em janeiro de 2005;
- **Vistoria do pavimento:** o pavimento, seja ele asfáltico ou de concreto, pode apresentar manifestações patológicas intrínsecas ao seu funcionamento estrutural ou mesmo devido a deficiência, vibração excessiva e deformações do tabuleiro. Assim, fissuras de retração, juntas esborcinadas entre placas, desgaste acentuado, afundamentos e “panelas”, devem ser observados. Paralelamente, fissuras

longitudinais e transversais devem ser confrontadas com a posição dos elementos da superestrutura como vigas longarinas e transversinas, pois, especialmente em pontes mais antigas ou com pouca manutenção, a deformação da laje provoca a fissuração do pavimento na linha dos elementos mais rígidos, quais seja, vigas longarinas e transversinas. Também as condições de rolamento tais como textura superficial, capacidade de drenagem (caimentos e rugosidade) para evitar empoçamentos devem ser verificadas. É comum haver um ressalto no acesso à obra ou entre vãos devido ao recalque diferencial entre aterro dos encontros e o tabuleiro e devido à rotação excessiva dos apoios, gerando “dentes”. Deve-se observar a magnitude desses ressaltos e a vibração adicional que introduzem nos tabuleiros e encontros, para eventualmente recuperar os aterros e não apenas compensar periodicamente o recalque diferencial com recapeamentos;

- Em todos os elementos de concreto, ninhos de concretagem (“bicheiras” ou “brocas”) devem ser observados e registrados, particularmente determinando-se suas dimensões e profundidade média e máxima. O ensaio de percussão com elemento metálico (pequeno martelo ou barra de aço) na superfície do concreto auxilia na identificação de ninhos de concretagem ocultos;
- Após a inspeção visual de toda a obra que possa ser realizada a partir do solo ou de embarcações, faz-se uso de dispositivos ou equipamentos de acesso às áreas “ocultas” ou muito distantes. Assim, pode-se empregar caminhão com braço mecânico (guindaste) para uma vistoria mais aproximada da superestrutura, juntas e dos aparelhos de apoio, por exemplo. Em seções celulares, caso haja janelas de acesso, deverão ser utilizadas para inspeção do interior dos septos. Na sua inexistência, deverão ser abertas janelas por meio da demolição da laje de fundo, conforme localização e dimensões recomendadas por um engenheiro calculista, pequenas escavações limpeza de entulho, lavagem de superfícies de concreto ou remoção de vegetação também podem ser necessárias para facilitar o acesso e a visibilidade dos elementos da estrutura.

2.2.3. Registro fotográfico

A documentação fotográfica da obra tem duas funções básicas: registro de cadastro e registro das manifestações patológicas.

As fotografias de cadastro devem representar a estrutura (vista dos elementos principais e panorâmicas da obra), seus elementos e acessórios e, de forma complementar, as características principais da via e dos entornos.

As fotografias de registro das manifestações patológicas devem ser em quantidade suficiente, porém não excessiva, representando a maioria dos problemas existentes, mas quando muito recorrentes, apenas parte deles. Alguns problemas e defeitos merecem especial atenção, sendo recomendado que sejam tiradas duas fotografias seqüenciais: uma mais geral mostrando o local ou elemento em que ocorrem e outra

em detalhe, com aproximação para observação da superfície ou de outros detalhes. Em ambos os casos, é conveniente empregar recursos para dar a referência de tamanho, tais como trenas ou canetas.

Durante a realização do registro fotográfico, além da câmera, o engenheiro deve ter à mão um croqui em planta e elevação da obra para localizar de onde tirou cada fotografia e também uma ficha de legendas em que identifica por escrito o que foi retratado em cada fotografia, facilitando, assim, o trabalho de escritório e evitando equívocos ou erros de interpretação.

2.2.4. Ensaios de campo e de laboratório

Após a seleção dos métodos de ensaio e dos locais e quantidades de medida e extração de amostras ou testemunhos (critérios de amostragem), deve-se proceder à inspeção. Para tanto, os equipamentos e procedimentos adequados devem ser empregados e embalagens adequadas devem ser preparadas e identificadas para guardar o material coletado que será ensaiado em laboratório.

Em campo, devem-se empregar fichas para anotar os resultados, condições de ensaio e observações complementares sobre cada ensaio ou material extraído. Assim, reduz-se o risco de haver incerteza sobre a origem das leituras ou amostras e sobre as condições particulares ou problemas ocorridos durante a inspeção que possam influenciar nos resultados.

Em laboratório, os ensaios devem seguir os procedimentos padronizados pelas normas de referência e os resultados emitidos em relatórios específicos, analisados e assinados por profissional competente (químico, físico, geólogo ou engenheiro).

2.3. Análise e julgamento dos resultados

Os resultados dos ensaios realizados em campo ou laboratório devem ser separados conforme a amostra de onde foram obtidos, sendo identificados pelo lote que ela representa. Assim, podem-se calcular valores médios, desvios-padrão, entre outros.

No Capítulo 1 é feita uma discussão inicial e apresentam-se os critérios existentes para análise e julgamento dos resultados de observações visuais e de ensaios. Naquele Capítulo algumas questões são formuladas para destacar quais são os

paradigmas encontrados quando se pretende desenvolver um certo critério para analisar e julgar o conjunto de dados levantados acerca da condição da obra visando a atribuir uma classificação de seu estado. No presente Capítulo, formulam-se outras questões que visam a destacar quais **diretrizes** devem nortear um critério de análise e julgamento dos resultados. Os critérios de julgamento e classificação das OAEs e de seus componentes segundo os requisitos de segurança e estabilidade estrutural, segurança e adequação funcional e de durabilidade devem basear-se nas seguintes questões para permitir o discernimento dos problemas e gravidade de cada um:

- Quais são os problemas existentes?
- Quais elementos estão afetados?
- Com que intensidade se manifestam?
- Qual é a sua extensão?
- Qual é a estimativa de sua evolução futura?
- Qual seu impacto sobre o comportamento desejável da OAE?

Essas questões dividem os problemas patológicos em categorias segundo seu impacto nas propriedades desejáveis de uma OAE, ou seja, seus requisitos de utilização. Um bom método de classificação do estado de pontes deve estar focado nas variáveis de desempenho, ou seja, aquelas que estão diretamente relacionadas à sua capacidade de atender às demandas de uso. Dessa maneira, a classificação estará vinculada à gravidade real do problema e não ao seu aspecto visual e relevância “presumida” de forma genérica ou subjetiva. Assim, é possível discernir entre problemas aparentemente semelhantes que se manifestam em locais diferentes da estrutura ou entre problemas que poderiam ser considerados erroneamente graves ou desprezáveis. Mesmo que se empreguem indicadores indiretos para expressar os resultados da inspeção ou critérios aparentemente genéricos, eles devem guardar íntima relação com as implicações dos problemas no desempenho da obra.

Conforme discutido no Capítulo 1, existem diversos métodos de classificação propostos no meio técnico nacional e internacional que, de certa forma, buscam situar as observações feitas na obra dentro de categorias definidas pelas questões citadas anteriormente. Alguns métodos são numéricos e complexos baseados na

ponderação de fatores, outros são mais subjetivos, e atribuem níveis de gravidade e/ou risco de falha a partir de um juízo sobre os aspectos visuais. Contudo, por mais sofisticado que seja o método de classificação, sempre há um grau de subjetividade no julgamento, pois nenhum critério é completamente abrangente e cada obra deve ser avaliada dentro de seu contexto.

Tendo isso em conta, não é de fato um “problema” a inexistência de um critério inteiramente “objetivo e automático”, pois se exige do engenheiro avaliador um **parecer técnico**, ou seja, uma avaliação conjunta do quadro existente que é uma informação mais completa e específica sobre a obra que os resultados sintéticos de qualquer critério de julgamento que se baseie em classificações preestabelecidas em tabelas ou em ponderações matemáticas que podem implicar em resultados nem sempre aplicáveis a uma dada obra ou até distorcidos em relação ao que de fato ocorre, gerando interpretações e intervenções igualmente incorretas.

Conforme exposto, não foi encontrado um critério consensual e suficientemente abrangente que permita analisar e confrontar os resultados de todos os ensaios e das observações visuais de forma direta para avaliar o estado da obra. Portanto, propõe-se a reunião de todas as informações coletadas pelos diversos meios disponíveis e apresentá-las em uma tabela de resumo com resultados extremos que se une ao parecer técnico para compor a “resposta” da inspeção que possibilita a formação de um juízo sobre o estado da obra e de sua evolução futura (diagnóstico e prognóstico).

A avaliação conjunta dos resultados dos ensaios realizados e das observações visuais de campo possibilita que o engenheiro responsável analise o problema de forma abrangente e inteiramente situada nos limites dos cenários da obra. O cruzamento das informações colhidas em campo, no levantamento do histórico da obra e nos ensaios realizados permite a investigação detalhada e ampla análise de todos os dados para verificar as hipóteses previamente formuladas e identificar as causas, gravidade e previsão de evolução futura dos problemas patológicos.

Como todo método de pesquisa, o método de inspeção de pontes deve retornar às hipóteses formuladas inicialmente para comprová-las ou refutá-las a partir das observações e ensaios de campo associadas a informações complementares colhidas no histórico da obra, projetos, entre outros. Cabe ao parecer técnico, respaldado pela

tabela de resumo que o complementa, realizar essa análise crítica do conjunto de informações disponíveis, compor um raciocínio com base em conjecturas e verificar se de fato as hipóteses estão suficientemente comprovadas.

2.4. Diagnóstico

Para o completo diagnóstico de uma OAE com problemas de durabilidade, além dos itens descritos a seguir é preciso identificar e descrever as características da estrutura, do meio ambiente (agressividade – macro e microclimas) e das condições de serviço.

- Sintomas;
- Mecanismos de deterioração;
- Agentes causadores;
- Agentes agravantes;
- Origens dos agentes causadores e agravantes;
- Extensão e gravidade dos problemas.

2.5. Prognóstico: estimativa de evolução futura e previsão de vida útil

Prever como se desenvolverá no futuro um processo de deterioração **existente** ou **potencial** é tarefa bastante complexa por lidar com informações imprecisas e variáveis. A principal origem de incertezas é o desconhecimento das ocorrências futuras na obra, tais como condições ambientais, solicitações de carregamento estrutural e outras mudanças às vezes impossíveis de se prever. A estimativa de evolução futura dos problemas observados ou dos problemas que venham a se desenvolver (potenciais) pode ser feita de forma **qualitativa** ou **quantitativa** (ROSTAM, 2003).

Na estimativa **qualitativa**, avalia-se o que poderá ocorrer no curto, médio e longo prazo na obra, tendo como principais fatores de juízo a experiência do engenheiro responsável, sua formação técnica e os dados da inspeção de que pode fazer uso para sua previsão. Trata-se de uma informação mais geral que indica quais as implicações práticas dos problemas na segurança e funcionalidade da obra, sendo apresentadas as possíveis manifestações futuras, sua gravidade e extensão aproximadas.

Já na estimativa **quantitativa**, requer-se maior diversidade e qualidade de informações para que o engenheiro responsável possa realizar cálculos e simulações com base em modelos existentes para prever como se desenvolverão os problemas no futuro. É a etapa mais “moderna” introduzida na rotina de inspeção de pontes, pois faz uso de conceitos de durabilidade e de modelos físico-matemáticos de deterioração que estão em constante revisão e atualização, não tendo havido ainda consenso no meio técnico sobre a maioria deles. Tais modelos permitem, a partir de diferentes abordagens e dados de entrada, estimar a **vida útil residual da estrutura**. A estimativa pode ser feita tanto para o cenário existente (não-intervenção) quanto para cenários de diferentes soluções de recuperação e proteção da obra. Assim, subsidia a decisão da melhor estratégia de manutenção, minimizando a função-objetivo **custo do ciclo de vida da obra** e tendo como restrições as **condições mínimas aceitáveis de segurança estrutural e funcional** (DIMITRI et al., 2003).

A modelagem físico-matemática dos processos de deterioração está mais desenvolvida na previsão da corrosão das armaduras (NIST, 1999), seja desencadeada por carbonatação (CARMONA, 2005), seja pelo ingresso de íons cloreto (BENTZ, 2003). O foco sobre a corrosão das armaduras é maior por seu impacto estrutural, importância econômica e maior incidência nas obras civil, face aos demais processos de deterioração. Contudo, também existem modelos para a previsão da vida útil considerando o ataque por íons sulfato (GUIMARÃES et al., 2000), lixiviação do concreto, reação álcali-agregado, etc. (ACI 365.1, 2004).

Os modelos e subsídios para a previsão da vida útil de estruturas existentes são os mesmos que os empregados para o projeto de novas estruturas, com a diferença de que a fonte de dados no primeiro caso são os resultados da inspeção e no segundo são valores estimados ou obtidos em estudos exploratórios de laboratório e de simulações computacionais (IZQUIERDO, 2003; ANDRADE, 2001). A abordagem empregada no início dos estudos sobre o tema era determinística, porém, a exemplo dos estudos sobre segurança das estruturas e da análise dos resultados de inspeções (discutida no Capítulo 1), modelos semi-probabilísticos e estocásticos têm sido empregados por pesquisadores da área e situam-se no estágio mais avançado do conhecimento técnico atualmente.

2.6. Conteúdo básico do relatório de inspeção

Como o presente Capítulo trata de propor diretrizes para um método de inspeção **detalhada** de estruturas sob o ponto de vista da durabilidade, são diversos os focos possíveis, dependendo do problema que se está estudando. Contudo, é conveniente estabelecer o conjunto mínimo de informações a serem reportadas no relatório da inspeção. Os principais itens que devem compor um relatório de inspeção são:

- Registro cadastral da obra e dos entornos por meio de descrições escritas, desenhos *as built* e fotografias;
- Descrição dos objetivos da inspeção e dos meios empregados para sua realização;
- Apresentação e discussão das manifestações patológicas e anomalias encontradas na inspeção visual (escrita e gráfica – fotografias e croquis de mapeamento);
- Resultados dos ensaios realizados na inspeção detalhada, das condições de ensaio, critérios de amostragem e normas de referência (quando houver);
- Análise e discussão dos resultados isoladamente;
- Parecer técnico e tabela de resumo dos resultados;
- Diagnóstico e prognóstico da obra;
- Recomendações de conduta.

A lista citada compõe de forma genérica os itens mínimos desejáveis de um relatório de inspeção. Contudo, tendo-se em conta que a inspeção e a manutenção das OAEs são atividades contínuas e realizadas periodicamente, não se pode desconsiderar o fato de que o relatório de uma inspeção detalhada é um registro aprofundado sobre a obra em um dado momento de sua vida útil que deve ser aproveitado ao máximo para compor um banco de dados (do SGO) sempre atualizado e o mais completo possível. Assim, as inspeções e intervenções futuras de manutenção terão respaldo em dados coletados periodicamente e não apenas em um momento específico. Portanto, **sem que o relatório de inspeção perca o seu foco principal e dê ênfase ao que é fundamental**, é interessante que se introduzam todas as demais informações coletadas que possam ser relevantes para inspeções e intervenções futuras.

2.7. Recomendações de conduta: alternativas de intervenção

Como discutido nos conceitos básicos do Capítulo 1, a inspeção não é um objetivo em si, mas um meio pelo qual se obtêm as informações requeridas para uma avaliação da obra e para orientar intervenções sobre ela.

Ainda na etapa de inspeção preliminar, pode ser necessário produzir um relatório técnico inicial para orientar medidas emergenciais diante de cenários de obras que sofreram ou correm sério risco de acidentes estruturais ou de comprometimento de sua funcionalidade. São exemplos de ações emergenciais: escoramentos provisórios de vigas e tabuleiros, travamento e contraentamento de pilares desaprumados, emprego de macacos hidráulicos e apoios provisórios para alívio de carga de elementos da estrutura, contenções provisórias e reforço da estrutura e dos encontros para protegê-los contra ações de enchentes ou deslizamentos, controle de tráfego sobre a obra ou até interdição total da obra.

No caso de intervenções de reforço para aumento da capacidade portante global (tipicamente no caso de adequação ao TB-45 de obras projetadas para o TB-24 ou TB-36), também é adequado apresentar alternativas e uma análise crítica do problema fundamentadas pela inspeção e eventuais resultados de provas de carga sobre a obra. Muitos casos de obras existentes demonstram que estruturas antigas podem atender razoavelmente às novas solicitações de tráfego sem requerer intervenções pesadas de reforço tais como aumento de seções e armaduras, protensão externa, etc. Nesses casos, as alternativas de intervenção seriam as possíveis técnicas de reforço e também a não-intervenção acompanhada do monitoramento estrutural da obra para verificação de seu comportamento em serviço.

Para o caso de obras muito obsoletas ou severamente danificadas, as recomendações de conduta devem considerar a alternativa de substituição por uma obra nova que, se avaliada junto com as implicações da demolição ou desativação da obra antiga, pode resultar em uma alternativa técnica, econômica e operacional mais interessante.

As alternativas propostas nas recomendações de conduta devem conter uma breve descrição de seu princípio de funcionamento, do método executivo e das vantagens e

desvantagens técnicas e operacionais. Essas informações são completadas por estimativas do custo, do prazo executivo e da durabilidade de cada possibilidade.

De posse de todas essas informações, o órgão gestor deve tomar uma decisão técnica e operacional otimizada dentro de suas possibilidades financeiras. É importante que fique destacado em cada decisão tomada e orientação de procedimento quem é o responsável, pois qualquer intervenção em obras civis, particularmente as de uso público, deve ser executada com adequação técnica e ética, sendo imprescindível a(s) figura(s) do(s) responsável(is) técnico(s).

2.8. Frequência de inspeção

A frequência de inspeção, ou o intervalo previsto entre uma inspeção realizada e a subsequente é função de diversos fatores, quais sejam:

- Relevância da obra para a via principal e seus arredores;
- Tipo de inspeção realizada: quanto mais extensa e aprofundada for uma dada inspeção, possivelmente o intervalo até a próxima inspeção poderá ser maior e esta também poderá ser mais simples, prestando-se à verificação de alguma alteração em relação aos dados levantados anteriormente;
- Execução recente de uma intervenção corretiva ou preventiva a partir dos dados levantados por uma inspeção detalhada;
- Período máximo admissível para a atualização dos dados acerca de uma OAE: restrições normativas (normas e contratos de concessão) e exigências do SGO.

Há casos de obras de grande importância ou que sofreram ou virão a sofrer intervenções de grande porte em que é necessário manter um acompanhamento contínuo do comportamento da estrutura, constituindo um monitoramento de algumas propriedades ou manifestações e não propriamente uma inspeção.

Como recomendação geral, propõem-se os seguintes intervalos entre inspeções:

- Rotineiras (máximo 1 anos): para manter os SGOs atualizados e detectar em tempo potenciais problemas ou problemas críticos em estágio inicial;
- Especiais (máximo 5 anos): antes e após intervenções para verificação de conformidade e atualização do cadastro do SGO;
- Prova de carga (sem periodicidade específica): conformidade de obra nova, antes e após reforço, após acidente ou verificação de comportamento estrutural anômalo (vibração excessiva, grandes flechas), verificação da capacidade portante de obra antiga (adequação ao TT).

As inspeções rotineiras deverão ser mais freqüentes em obras com maior risco de acidentes, histórico de problemas recorrentes, em obras urbanas e em OAEs de grande importância estratégica e social tais como a Ponte Rio-Niterói que tem um grande tráfego diário e vital importância para as cidades por ela conectadas. Como recomendação geral, o intervalo entre inspeções rotineiras pode ser de seis a doze meses. Um exemplo claro de que seis meses é um prazo adequado, em que “mudanças relevantes” podem ocorrer, são as pontes das Marginais Pinheiros e Tietê em São Paulo que historicamente sofrem acidentes, incêndios e apresentam outros problemas severos de estabilidade ou deterioração, muitas vezes resultando em intervenções emergenciais muito onerosas para a sociedade e o Município.

As inspeções especiais deverão ser mais freqüentes também nos casos citados acima, porém o custo e os infortúnios causados pela inspeção deverão ser considerados para se obter a combinação otimizada de **segurança requerida** e **custo de manutenção** preventiva e corretiva. As obras citadas merecem monitoramento regular de algumas propriedades e características desejáveis, ou seja, de seus parâmetros de desempenho estrutural, funcional e de durabilidade. As inspeções deverão ser suficientemente freqüentes para que se possam priorizar intervenções preventivas em relação às corretivas (mais rápidas e baratas) e tomar medidas emergenciais de correção de problemas correntes ou pequenos acidentes detectados.

2.9. Requisitos exigíveis da equipe de inspeção

2.9.1. Requisitos dos gerentes do sistema de inspeção

Os gerentes do sistema de inspeção devem ser engenheiros civis seniores, com experiência em projeto, execução e manutenção de OAEs, capazes de coordenar equipes, solucionar questões e tomar decisões para as quais os engenheiros de campo ou de escritório não estejam capacitados ou habituados. Seus principais requisitos:

- Dominar os aspectos, critérios e métodos envolvidos em uma inspeção de ponte;
- Conhecer e saber interpretar com perícia os resultados dos ensaios e observações;
- Saber fornecer “respostas adequadas” sem contar, muitas vezes, com todos os dados desejáveis ou com o tempo necessário para análises complementares;
- Saber definir um parecer técnico conclusivo e/ou com indicação de necessidade de estudos mais aprofundados e de intervenção;

- Aceitar e saber lidar com uma grande responsabilidade técnica e não se deixar influenciar por pressões políticas, modas ou emoções (CALAVERA, 2003).

2.9.2. Requisitos dos engenheiros responsáveis pelos serviços de campo e de escritório

Os principais requisitos exigíveis dos engenheiros civis plenos, responsáveis pelos serviços de campo, são (PHARES et al., 2000 e 2001; DNIT, 2004):

- Conhecimento do funcionamento e comportamento estrutural esperado das estruturas de concreto armado e protendido, dos métodos construtivos, das atividades de obra e dos erros mais comuns de projeto, execução e manutenção;
- Conhecimento dos requisitos funcionais e de suas interferências nos aspectos estruturais e de durabilidade, além de sua importância para o conforto e segurança do usuário;
- Critério de julgamento padronizado pelas recomendações de um manual e/ou norma e pela formação técnica adquirida. Capacidade de inspeção e avaliação de estruturas de forma homogênea e pouco variável em função de oscilações de cansaço, condições ambientais e de humor. Deve ter boa acuidade visual, preparo físico adequado e boa acomodação e aceitação dos ambientes típicos de inspeção (mato, insetos, lama, altura, locais fechados como interior de seções celulares, perigo e dificuldade de acesso, áreas submersas);
- Conhecimento e capacidade de discernimento dos principais problemas patológicos que afetam as estruturas de concreto: principais sintomas, locais típicos de ocorrência, principais agentes causadores e agravantes, entre outros;
- Capacidade de observação pericial cuidadosa e registro fiel (escrito, fotográfico e gráfico – mapeamentos) dos problemas e uso de nomenclatura técnica correta e uniforme na elaboração de relatórios de campo e de escritório.

Requisitos dos auxiliares técnicos

Os principais requisitos exigíveis dos auxiliares técnicos que darão suporte aos serviços de campo são (PHARES et al., 2000 e 2001):

- Capacidade de manutenção da agilidade, qualidade e rigor do trabalho em ambientes típicos de inspeção (muitas vezes hostis), mesmo com cansaço. Boa acuidade visual, preparo físico adequado para deslocamento e transporte das ferramentas de trabalho em longas distâncias e em terrenos íngremes;
- Habilidade e produtividade adequada no manuseio de ferramentas para suporte à inspeção tais como: marretas, ponteira, talhadeira, trena grande (30-60 m) e pequena (1-3 m), paquímetro, disco de corte, máquina extratora, etc;
- Técnicas de medição de campo adequadas à redução de erros (p.ex.: medidas de dimensões maiores do tabuleiro por cima para evitar sobreposição de erros) e que facilitem os desenhos *as built* em escritório;

- Habilidade e produtividade no desenho à mão livre ou com auxílio de régua simples para representação da estrutura em croquis, suas vistas em elevação e corte e registro gráfico das ocorrências patológicas que devam ser mapeadas (fissuras, destacamentos, manchas, exposição de armaduras, etc);

2.10. Controle e garantia da qualidade do processo de inspeção de pontes e viadutos de concreto

Conceitos gerais de três documentos de referência foram empregados para elaborar algumas diretrizes básicas de controle e garantia da qualidade do processo de inspeção de pontes de concreto. Foram consultados a norma ISO-9001/2000 (2000) que traça as linhas gerais de gestão da qualidade de processos, a norma ISO-10013 (1995) que define as bases para a elaboração de um manual da qualidade e um artigo de cunho filosófico e crítico acerca das qualidades requeridas a um engenheiro para elaborar um relatório de patologia de estruturas (CALAVERA, 2003).

Para o caso de sistemas de inspeção de pontes, há dois setores em que ações de controle e melhoria podem ser adotadas: *equipe* e *procedimentos* de inspeção.

2.10.1. Ações sobre a equipe de inspeção

- **Treinamento periódico de capacitação:** conforme exposto no item que trata da qualificação necessária à equipe de inspeção, é preciso mantê-la atualizada sobre os procedimentos de ensaio e vistoria, cuidados e problemas usuais na inspeção de pontes. Considera-se uma ação de grande impacto positivo na melhoria da qualidade das inspeções e relatórios a realização de cursos periódicos em que novos conceitos sejam transmitidos, conceitos existentes e fundamentais sejam reforçados e experiências sejam trocadas entre diferentes profissionais;
- **Avaliação periódica e certificação:** para complementar e verificar o aproveitamento do treinamento recebido, os profissionais que atuam nos sistemas de inspeção de pontes devem ser avaliados periodicamente antes e após receberem treinamento para identificar suas condições físicas mínimas requeridas e sua formação técnica desejável. A emissão de certificados de validade limitada e sua exigência pelos órgãos gestores seria uma forma de assegurar que as inspeções fossem realizadas apenas por profissionais e empresas habilitados, resultando em outro fator de melhoria da qualidade das inspeções e relatórios;
- **Procedimentos padronizados de execução e revisão dos dados de campo:** a padronização na abordagem da obra, fichas de campo, e procedimentos de revisão dos documentos gerados na inspeção são formas de evitar a perda de dados, o esquecimento da coleta de certas informações ou até o equívoco no julgamento de certas observações. Tal padronização aumenta a qualidade e confiabilidade dos dados produzidos em campo que subsidiam os relatórios;

- **Procedimentos padronizados de revisão do relatório de inspeção:** analogamente aos controles de campo, devem-se empregar listas de verificação (*check lists*) e procedimentos padronizados de revisão dos relatórios, croquis e desenhos produzidos em escritório sempre efetuado por elemento externo (que não participou da elaboração desses documentos) para que os relatórios sejam emitidos com menor índice de erros informações incompletas ou faltantes;
- **Supervisão contínua:** todo o processo de inspeção deve ter a supervisão contínua que é responsabilidade de um engenheiro sênior qualificado e experiente na área e que, além de realizar auditorias periódicas dos serviços, deve dar suporte técnico às análises e conclusões.

2.10.2. Ações sobre os procedimentos de inspeção

- **Lista de verificação (*check list*) de campo e de escritório:** esses importantes documentos que balizam o trabalho das equipes de campo e escritório devem ser concebidos, verificados e sempre atualizados ou corrigidos por uma comissão composta por engenheiros de campo, escritório e pelo gerente do sistema de inspeção, visando a uniformizar a linguagem técnica e a simbologia gráfica empregadas e produzir fichas que guiem os procedimentos de inspeção e redação dos relatórios sem que se deixe de contemplar itens relevantes ou evitando análises inadequadas ou fora dos padrões desejáveis de qualidade;
- **Aferição e calibração periódica de equipamentos:** todos os equipamentos de medida empregados na inspeção devem sofrer aferição periódica para verificar a necessidade de calibração. Assim fica assegurada a confiabilidade dos resultados dos ensaios no que diz respeito à responsabilidade dos equipamentos, não sendo descartada a execução com procedimentos corretos;
- **Plano de amostragem representativo e confiável:** a definição de um plano de amostragem com base em um critério tecnicamente correto garante a obtenção de uma quantidade de dados suficiente, representativa e confiável para as análises e julgamentos posteriores, sendo positiva para melhorar a qualidade da inspeção.

2.10.3. Ações corretivas e preventivas

Todas as atividades do processo de inspeção de pontes devem ser permanentemente observadas de forma crítica pela equipe que as executa e, periodicamente, por um elemento externo. O objetivo é identificar falhas ou não-conformidades reais e potenciais no processo e efetuar uma retro-análise dos procedimentos adotados para aprimorar os serviços. É válido também, realizar reuniões periódicas de discussão da rotina de trabalho para que todos os envolvidos possam dar sua contribuição e visão crítica do problema, sendo possível detectar, assim, problemas “ocultos” que não poderiam ser identificados por um auditor externo ou supervisor.

3. ESTUDO DE CASO: INSPEÇÃO E DIAGNÓSTICO DE UMA PONTE FERROVIÁRIA

Este capítulo apresenta a aplicação do método proposto à inspeção e diagnóstico de uma ponte ferroviária de concreto armado com problemas de durabilidade. Ele é apresentado na forma de um relatório de inspeção detalhada, segundo as diretrizes apresentadas anteriormente. O estudo de caso buscou exemplificar a aplicação das idéias e procedimentos propostos e verificar sua validade e adequação. A organização do capítulo procura seguir a de um relatório de inspeção detalhada, porém contém mais discussões e análises que um relatório usual, por constituir uma pesquisa de Mestrado que exige procedimentos de ensaio e observação, análises e discussões dos resultados com maior extensão e profundidade.

3.1. Objetivos da inspeção

Por solicitação da Companhia Vale do Rio Doce (CVRD), foi realizada uma inspeção detalhada da ponte sobre o rio Bubú que se situa no km 007+250 do Ramal de Porto Velho da Estrada de Ferro Vitória – Minas (EFVM), no município de Cariacica – Espírito Santo, próximo a Vitória.

Este relatório apresenta as etapas da inspeção realizada sob o ponto de vista da durabilidade. O objetivo do trabalho foi avaliar as manifestações patológicas existentes e definir diagnóstico, prognóstico e recomendações de intervenção. A inspeção preliminar foi realizada em setembro de 2001 para subsidiar o planejamento da inspeção detalhada que foi realizada durante uma semana de trabalhos de campo em janeiro de 2002, por uma equipe composta por dois engenheiros (o autor e o Dr. Leonel Tula) e dois auxiliares técnicos. Os ensaios de laboratório e a redação do relatório foram realizados nos meses de fevereiro e março de 2002.

3.2. Histórico e antecedentes

A ponte sobre o rio Bubú foi projetada em 1943. Sua execução deu-se aproximadamente entre 1945 e 1947, segundo registro fornecido pela CVRD. Assim sendo, a estrutura foi inspecionada na idade aproximada de 55 anos. O projeto estrutural é de autoria da PKB&D Engenheiros Consultores. Não foram fornecidos os dados da empresa construtora ou outras informações relativas à obra.

Não há registro de incidentes tais como sobrecargas, acidentes, incêndios ou enchentes que pudessem afetar estruturalmente ou comprometer a durabilidade e o desempenho funcional da obra de forma severa e abrupta.

O tráfego atual de trens sobre a ponte é moderado para o histórico da via, envolvendo a passagem bidirecional de cerca de dez trens por dia. O maior carregamento de serviço ocorre na passagem de comboios de minério de ferro, conforme informação da CVRD. A composição ferroviária típica é de 180 vagões com duas locomotivas.

As informações colhidas em entrevista realizadas com funcionários da CVRD e com moradores da região reportam a uma intervenção corretiva (reparo generalizado da superestrutura) realizada aproximadamente no ano de 1996 (cinco anos antes da presente inspeção). A inspeção visual realizada acusou indícios que confirmaram tais relatos, porém não foram fornecidas informações adicionais sobre a intervenção, tais como relatórios, projetos, materiais, procedimentos e extensão da área reparada²².

3.3. Levantamento cadastral

A seguir são fornecidas as informações gerais de caracterização da estrutura, de seus elementos e da ferrovia. As informações constantes neste item foram levantadas pela inspeção visual de campo (**indicadas por V**) e complementadas pela consulta ao projeto da obra (**indicadas por P**) fornecido pela CVRD. Os dados levantados atendem às recomendações da NBR-9452 (1986) para uma vistoria inicial cadastral.

O esquema longitudinal em perfil e em planta da estrutura encontra-se na Figura 8.

²² As únicas informações complementares fornecidas pela CVRD foram o projeto de formas e o projeto de armação da superestrutura. Nenhum outro registro consta no arquivo da empresa.

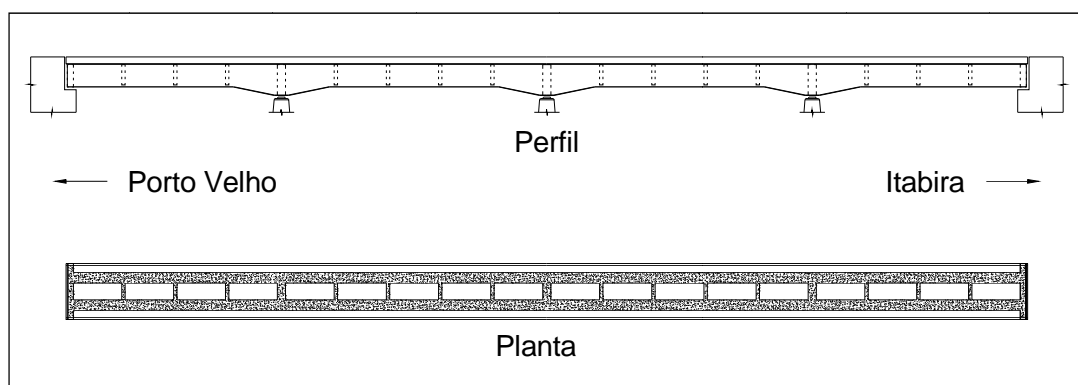


Figura 8 – Perfil longitudinal e corte em planta da estrutura (sem escala).

A Figura 9 e a Figura 10 ilustram a estrutura e seu entorno.



Figura 9 – Vista lateral panorâmica, face noroeste.



Figura 10 – Vista lateral, face sudeste.

No **ANEXO A** encontram-se os desenhos que compõe o levantamento cadastral geométrico da superestrutura e a identificação (numeração e códigos) dos elementos

para referência nesta e em inspeções futuras. O **ANEXO B** apresenta o registro fotográfico que complementa a caracterização física da estrutura e de seus elementos.

3.3.1. Caracterização da estrutura

Alinhamento

- **Alinhamento horizontal:** estrutura de eixo reto (V, P);
- **Declividade longitudinal:** 0% (V, P);
- **Sobrelevação transversal:** 0% (V, P).
- **Ângulo de transposição do obstáculo:** travessia perpendicular ao eixo do rio, não há esconsidade (V, P).

Material e execução

- **Estruturas de encontro, super, meso e infraestrutura:** de concreto armado moldado “in loco” com forma de madeira bruta (V, P).

Superestrutura

- **Sistema estrutural longitudinal:** viga contínua (V, P);
- **Sistema estrutural transversal:** laje sobre duas vigas (V, P);
- **Número e comprimento dos vãos:** 4 (15,50 m – 19,50 m – 19,50 m – 15,50 m) (V, P);
- **Laje:** monolítica com balanços laterais de 0,65 m e muretas verticais nas extremidades para contenção do lastro (V, P);
- **Vigas longarinas:** seção transversal constante nos vãos, apresentando aumento de altura nos apoios intermediários (V, P);
- **Vigas transversinas de apoio:** solidárias à laje, com altura igual à das vigas longarinas (V, P);
- **Vigas transversinas de vão:** não solidárias à laje, com altura inferior à das vigas longarinas e espessura inferior às vigas transversinas de apoio (V, P).

Mesoestrutura

- **Pilares:** apoio nos encontros e três apoios intermediários. Dois pilares por linha de apoio sob o eixo das vigas longarinas. Pilares não-arentes, envolvidos por talha-mares (V, P);
- **Vigas transversais de travamento:** vigas de ligação dos dois pilares de cada linha de apoio. As vigas têm a altura igual à dos pilares (“vigas parede”) (V e P);
- **Aparelhos de apoio sobre os encontros (extremos):** articulação fixa tipo Freyssinet e articulação móvel tipo pêndulo (V e P);
- **Aparelhos de apoio sobre os pilares (intermediários):** articulação móvel tipo placa de chumbo (V, P).

Infraestrutura

- **Tubulões:** dois tubulões por linha de apoio (um sob cada pilar). Quatro tubulões em cada extremo (dois sob os apoios extremos da superestrutura e dois para sustentação dos muros de arrimo e muros de ala dos encontros) (P).

Extremos

- **Estruturas de encontro:** muro de arrimo, muros de ala e apoio da superestrutura (V, P);
- **Taludes laterais:** declividade variável de 1:3 a 1:5, sem proteção superficial (V).

Drenagem do tabuleiro e dos encontros

- **Tabuleiro:** buzinotes curtos de PVC (ϕ 75 mm) a cada 8,00 m nas duas laterais (P, V).
- **Encontros:** não há dispositivos de condução de águas pluviais ou de proteção superficial dos taludes contra erosão.

Juntas de dilatação do tabuleiro

- Juntas entre o tabuleiro e as estruturas de encontro sem vedação (V).

Elementos acessórios

- **Passeio:** existente na lateral noroeste com largura de 1,50 m. Pranchas de madeira apoiadas sobre a superestrutura por vigas metálicas (transversais) a cada 5,00 m. Existência de guarda-corpo metálico na lateral externa (V);
- **Talha-mares de concreto:** existentes ao redor dos pilares e vigas de travamento de cada linha de apoio sobre a calha do rio para proteção contra o arraste das águas e a erosão do concreto. Como os pilares são envolvidos ao longo de toda a altura, não são aparentes (V).

3.3.2. Caracterização da ferrovia

- **Número de vias:** via singela (V);
- **Bitola:** 1,00 m (bitola estreita) (V);
- **Trilhos:** soldados e fixos com grampos metálicos (V);
- **Dormentes:** madeira (25 x 25 cm) (V);
- **Lastro:** pedra britada, camada de aproximadamente 15 cm de altura (V);
- **Alinhamento horizontal:** Eixo longitudinal em curva para a direita (sentido Porto Velho – Itatiba). Raio de curvatura do eixo central da ferrovia $R = 1146$ m. Contudo, como já citado, o eixo longitudinal da ponte é reto (P);
- **Declividade longitudinal:** trecho com declividade nula (P);
- **Trem-tipo de projeto:** não encontrado / não fornecido.

- **Trem-tipo atualmente em operação:** Comboio de 180 vagões com duas locomotivas para transporte de minério de ferro (V).

3.4. Inspeção preliminar de conhecimento do problema

Na vistoria inicial, foram levantados os problemas existentes e os possíveis mecanismos de deterioração, suas causas e extensão. Nessa etapa também se definiu o plano de amostragem para inspeção da estrutura e os métodos de ensaio apropriados para subsidiar um diagnóstico conclusivo. As condições gerais de conservação da estrutura observadas na inspeção preliminar são apresentadas a seguir. Os principais problemas são ilustrados no registro fotográfico do **ANEXO C**.

- **Superestrutura:** vigas longarinas revestidas por argamassa projetada e pintura. Corrosão de armaduras em estágio avançado nos vãos e na região dos apoios intermediários das vigas longarinas e nas muretas laterais da laje. Fissuras e destacamento do concreto. Concreto deteriorado e armaduras expostas no fundo das vigas longarinas nos apoios sobre os pilares P2 e P3. Grandes ninhos de concretagem no fundo das vigas longarinas;
- **Mesoestrutura:** os aparelhos de apoio móveis encontram-se totalmente esmagados, em alguns casos tornando impossível a sua visualização e identificação. Pilares não-aparentes (envolvidos pelos talha-mares), não foram inspecionados;
- **Infraestrutura:** não-aparente, não foi inspecionada;
- **Encontros:** as estruturas de contenção dos aterros dos encontros apresentam rachaduras de grande abertura na parte superior das paredes laterais e os taludes dos encontros estão desprotegidos e erodidos;
- **Drenagem:** os tubos instalados nos furos dos balanços laterais da laje são curtos e alguns estão quebrados ou obstruídos. Há manchas de umidade e fungos na face inferior das lajes laterais em balanço ao redor dos furos de drenagem;
- **Juntas de dilatação:** não apresentam vedação. Não havia acesso para exame dos elementos de concreto sob as juntas. A junta do encontro Porto Velho tem cerca de 30 mm de abertura a $25 \pm 2^\circ\text{C}$ e a do encontro Itabira está bloqueada e sem abertura de movimentação;
- **Passeio:** as vigas metálicas encontram-se em estágio avançado de corrosão;
- **Talha-mares:** os talha-mares dos três pilares situados na calha do rio apresentam desgaste superficial do concreto e fissuras na parte superior;

3.4.1. Observações gerais

- As juntas de concretagem (verticais e horizontais) observadas nas vigas **longarinas** indicam que cada vão da superestrutura foi dividido em pelo menos dois segmentos longitudinais e três camadas ao longo da altura. A laje superior

foi concretada juntamente com o terço superior das vigas, configurando diferentes lotes de concreto;

- As juntas de concretagem horizontais existentes nas vigas **transversinas** indicam que estas foram concretadas em pelo menos três camadas ao longo da altura, configurando diferentes lotes de concreto;
- Há um revestimento de argamassa projetada nas faces externas das vigas longarinas de espessura variável entre 2 e 10 mm. Além disso, há regiões reparadas com argamassa de reparo em espessura entre de 20 e 100 mm sobre o concreto da estrutura. O acabamento superficial é rugoso e irregular. As lajes laterais em balanço estão pintadas de branco (aparência de caiação), assim como as faces laterais externas e o fundo das vigas longarinas. Há alguns reparos localizados antigos executados com argamassa de cimento e areia na face interna das vigas longarinas, indicando possíveis ninhos de concretagem ou destacamento do concreto por ocasião da desforma;
- Devido à proximidade do mar, a água do rio Bubú é salobra e apresenta concentrações elevadas de cloretos, sulfatos e de outros agentes agressivos;
- O sentido da correnteza e o nível d'água do rio variam ao longo do dia conforme a maré. Quando o nível d'água desce, o rio escoia para o mar (sentido sudeste) e quando o nível d'água sobe, o rio escoia para o continente (sentido noroeste);
- As informações colhidas com os moradores locais e as manchas observadas nos talha-mares indicam que apesar de o nível d'água oscilar entre cerca de 0,5 m e 2,0 m (em relação ao fundo do rio) durante o ano, não há risco significativo de ocorrência de enchentes que possam atingir a superestrutura;
- Segundo informação dos moradores locais, predominam ventos vindos do mar.

3.4.2. Manifestações patológicas encontradas

As manifestações patológicas e anomalias encontradas no exame visual detalhado que são mais relevantes quanto à incidência e à gravidade são:

- Armaduras expostas corroídas nos vãos e apoios das vigas longarinas, principalmente na face inferior e na porção inferior das faces laterais externas;
- Fissuras paralelas às armaduras principais na face inferior e nas faces laterais externas das vigas longarinas;
- Fissuras e destacamento do concreto de cobrimento e do material de reparo e som cavo por percussão (“bate choco”) na face lateral externa das vigas longarinas;
- Juntas de concretagem verticais e horizontais das vigas longarinas fissuradas;
- Grandes ninhos de concretagem na face inferior das vigas longarinas;

Após a vistoria preliminar e registro fotográfico inicial, o concreto e a argamassa de reparo que apresentavam destacamento e som cavo por percussão (“bate choco”)

foram removidos para exposição das armaduras e do concreto são. Após a remoção desse material, foram observados os seguintes problemas:

- Estribos e armaduras principais de flexão em estágio avançado de corrosão, apresentando perda de seção transversal acentuada. Corrosão não-uniforme, superfície irregular do aço com ocorrência de depressões locais (“crateras”);
- Produtos de corrosão de cor marrom-avermelhada (predominantemente na camada externa da capa de produtos de corrosão), preta e preta-esverdeada (junto à superfície da barra – próxima ao núcleo de aço);
- Manchas de produtos de corrosão na superfície do concreto próximo às armaduras, indicando alta solubilidade dos produtos formados, elevado teor de umidade e concreto poroso;
- Fundo das vigas longarinas com agregados de dimensão máxima característica muito elevada (maior que brita 3 – 32 mm) formando grandes ninhos de concretagem pela deficiência de adensamento e impossibilidade de compactação em regiões densamente armadas;
- Alguns agregados graúdos apresentam a superfície “limpa”, devido ao fraco envolvimento pela argamassa do concreto, indicando possível deficiência nos procedimentos de dosagem (consumo de cimento e teor de argamassa), mistura, lançamento e adensamento do concreto;
- Torrões de areia, superfície da matriz de cimento hidratado desagregando facilmente (friável) e grandes bolhas, indicando possíveis deficiências na mistura e na dosagem do concreto (qualidade do cimento e deficiência de cura);
- Fissuras profundas em locais de junta de concretagem, indicando baixa aderência entre os concretos lançados em camadas sucessivas, devido possivelmente à preparação inadequada das superfícies das juntas de concretagem (“juntas frias”);
- Fissuras verticais no vão 3 da viga longarina L1. Devido ao revestimento por material de reparo, a superfície do concreto original está oculta, não sendo possível verificar a ocorrência de mais fissuras nos demais vãos das vigas;
- Tubos instalados nas faces internas das vigas longarinas indicando injeção de resina adesiva em fissuras verticais no meio dos vãos e próximo aos apoios;
- Reparos realizados com metodologia inadequada, sem cuidados de remoção do concreto desagregado por trás das armaduras para limpeza adequada e proteção das barras, bem como inadequada regularização do substrato e limpeza das armaduras. Tais fatos foram observados nos locais em que o material de reparo encontrava-se destacado ou fissurado, onde havia também grandes manchas de produtos de corrosão que claramente são mais antigas que o reparo, o que também confirma a inadequação e a ineficácia do reparo realizado em 1996;

3.4.3. Seleção das áreas de estudo – critério de amostragem

A corrosão das armaduras tem ocorrência preferencial nas faces externas (expostas a sol, chuva, vento e respingos) das vigas longarinas e na face inferior das mesmas

(vãos e apoios). Por essa razão, identificaram-se as regiões que apresentavam estágio mais avançado de deterioração para estudo e que permitiam o acesso para a realização dos ensaios. De modo complementar, foram selecionadas áreas que se apresentavam em bom estado para comparação dos resultados. As áreas de estudo têm extensão de 2 m² a 4 m² e foram selecionadas de forma a obterem-se amostras representativas do concreto da estrutura que estejam expostas a solicitações mecânicas e condições ambientais distintas (microclimas representativos da condição de exposição de todos os principais componentes da estrutura) e que apresentem graus de deterioração diferentes. Portanto, buscou-se um plano de amostragem não aleatório e sim com a definição de lotes “extremos”.

O plano de amostragem proposto caracterizou os parâmetros que condicionam a termodinâmica e a cinética do processo corrosivo e identificou os limites em que se situam os resultados das áreas danificadas e das áreas sãs. As áreas selecionadas para estudo são indicadas na Figura 11. A Tabela 3 descreve o aspecto de cada área.

Os ensaios e medidas foram realizados na porção inferior das vigas (lateral e fundo), sendo estudados os estribos ($\phi 16$ mm) e as armaduras principais de flexão ($\phi 25$ mm).

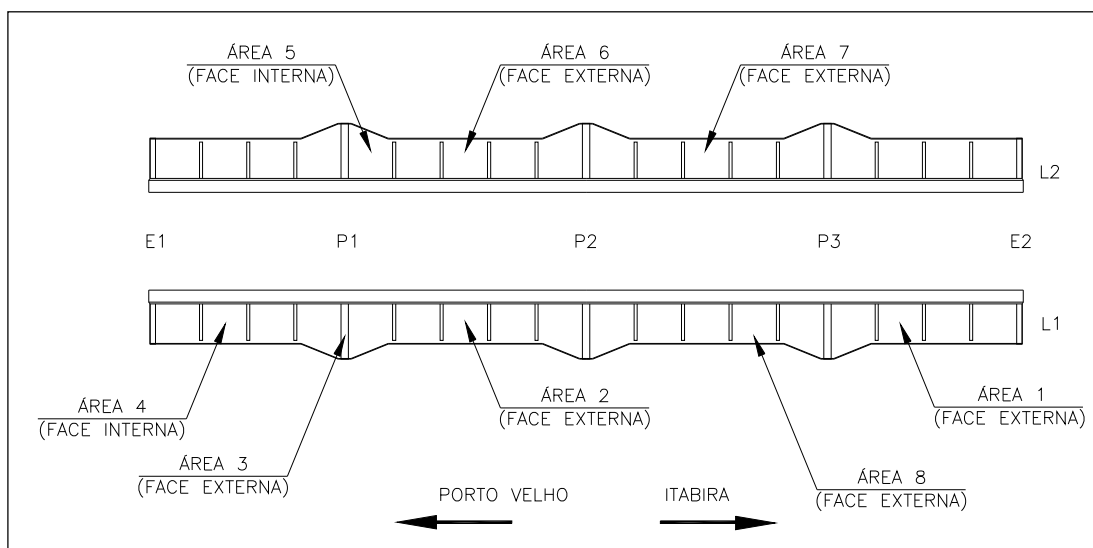


Figura 11 – Localização das áreas selecionadas para estudo detalhado.

Tabela 3 – Descrição das áreas selecionadas para estudo detalhado.

Área	Local	Direção	Face	Problemas existentes
Área 1	L 1 vão 4	Externa SE	Lateral e fundo	Reparo profundo, fissuras, destacamento do concreto, corrosão, ninhos de concretagem
Área 2	L 1 vão 2	Externa SE	Lateral e fundo	Fissura longitudinal, destacamento do concreto, som cavo, corrosão
Área 3	L 1 apoio 2	Externa SE	Lateral	Reparo superficial (base)
Área 4	L 1 vão 1	Interna SE	Lateral e fundo	Bom estado (referência para comparação)
Área 5	L 2 vão 2	Interna SE	Lateral e fundo	Bom estado (referência para comparação)
Área 6	L 2 vão 2	Externa NO	Lateral e fundo	Reparo, fissuras longitudinais, destacamento do concreto, corrosão, ninhos de concretagem
Área 7	L 2 vão 3	Externa NO	Lateral e fundo	Reparo profundo, fissuras, destacamento, corrosão, ninhos de concretagem
Área 8	L 1 vão 3	Externa SE	Lateral e fundo	Reparo profundo, fissuras, destacamento, som cavo, corrosão, ninhos de concretagem

As armaduras das áreas estudadas são apresentadas nas figuras a seguir. As armaduras foram obtidas do projeto estrutural fornecido pela CVRD e verificadas em campo por inspeção visual de armaduras expostas e por locação de barras com pacômetro. Apresentam-se apenas os estribos e armaduras positivas de flexão das longarinas (armaduras que se encontram corroídas e que foram efetivamente estudadas). Não são apresentadas as armaduras da laje e armaduras negativas.

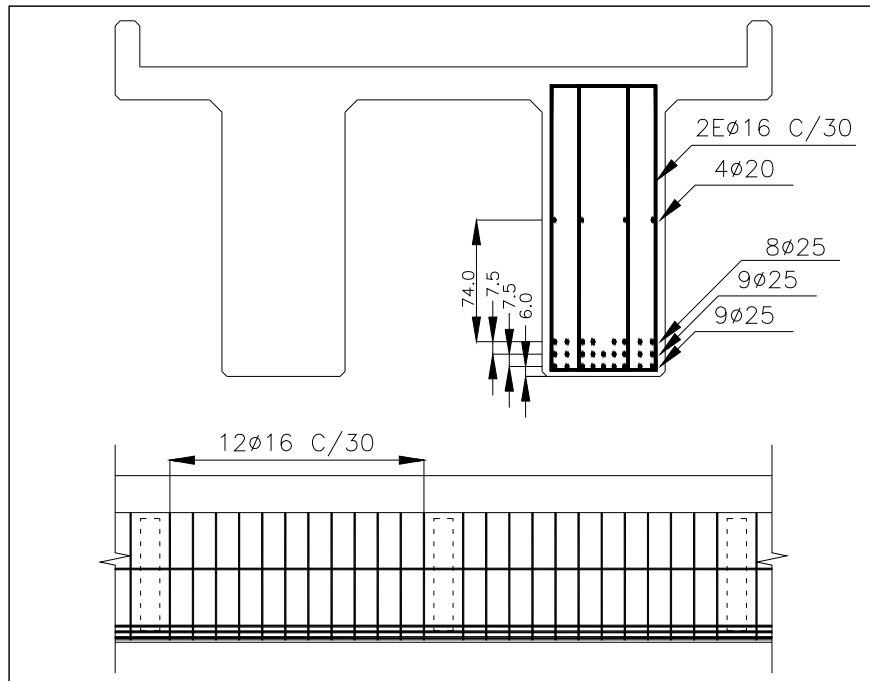


Figura 12 – Esquema transversal e longitudinal das armaduras das vigas longarinas na região dos vãos (áreas 1, 2, 4, 6, 7 e 8).

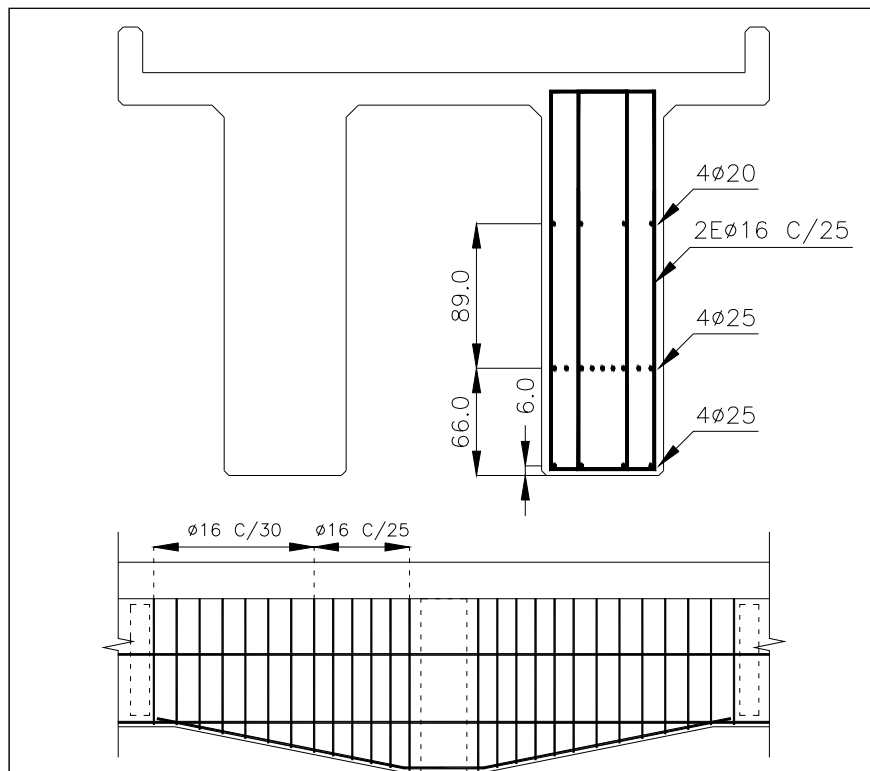


Figura 13 – Esquema transversal e longitudinal das armaduras das vigas longarinas na região dos apoios sobre pilares (áreas 3 e 5).

3.4.4. Seleção dos métodos de ensaio

As principais manifestações patológicas aparentes indicam sinais de corrosão das armaduras. Por essa razão, para diagnosticar e levantar dados sobre a termodinâmica e a cinética do processo corrosivo, realizaram-se ensaios e medidas no concreto, nas armaduras e no sistema concreto – armadura. Os métodos considerados relevantes para este estudo estão listados e justificados abaixo:

- **Localização das armaduras e medida do cobrimento de concreto:** orientação e demarcação para realização dos demais ensaios;
- **Determinação da profundidade de carbonatação do concreto:** levantamento das possíveis causas da corrosão e da qualidade do concreto;
- **Medida do potencial de corrosão das armaduras:** investigação da probabilidade de haver corrosão ativa em áreas menos deterioradas;
- **Medida da resistividade elétrica do concreto:** levantamento das propriedades do concreto que influenciam no processo eletroquímico da corrosão;
- **Medida da corrente de corrosão por resistência de polarização:** estimativa da velocidade instantânea do ataque;
- **Determinação do tipo, diâmetro e perda de seção das armaduras:** Caracterização, conferência das armaduras de projeto e estimativa da taxa média de corrosão ocorrida até o período da inspeção;
- **Dureza superficial do concreto:** estimativa da qualidade, homogeneidade e resistência superficial do concreto;
- **Extração de testemunhos para ensaios de laboratório:** caracterização do concreto e levantamento do perfil de penetração de íons cloreto;
- **Resistência à compressão de testemunhos extraídos de concreto:** caracterização do concreto e de sua homogeneidade ao longo da estrutura;
- **Densidade, absorção de água e umidade de equilíbrio do concreto:** caracterização da qualidade do concreto e de sua capacidade de proteção contra a corrosão das armaduras;
- **Reconstituição de traço do concreto:** estimativa das proporções da mistura original para avaliar eventuais deficiências de dosagem;
- **Determinação do perfil de penetração de cloretos no concreto:** levantamento das possíveis causas da corrosão e do grau de contaminação da estrutura;
- **Análise química da água do rio Bubú:** verificação da agressividade da água do rio ao concreto e às armaduras.

Os métodos de ensaio, plano de amostragem e critérios adotados no julgamento dos resultados são descritos no item 3.5 e os resultados apresentados e analisados em 3.6.

3.5. Inspeção detalhada

3.5.1. Condições de exposição: agressividade ambiental

As condições de exposição²³ definem a agressividade do ambiente ao concreto e às armaduras. Tais fatores associados às características intrínsecas ao concreto e às armaduras definem se o quadro é favorável ou não à ocorrência de corrosão e a intensidade com que ela poderá desenvolver-se. A Figura 14 apresenta a orientação da estrutura em relação ao ambiente.

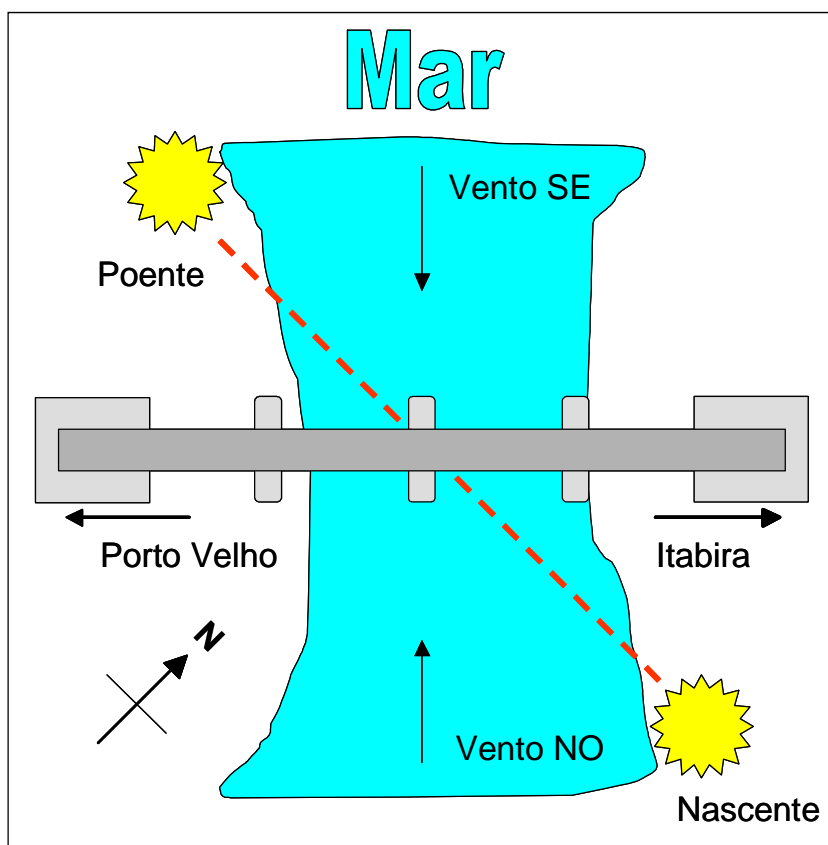


Figura 14 – Croqui de implantação da ponte sobre o rio Bubú.

Macroclima

A estrutura situa-se a cerca de 3 km da costa de Vitória, Espírito Santo. O clima da região é tropical com variação máxima anual de temperaturas entre 15,2°C e 37,0°C e média de 24,8°C, segundo a série histórica consultada (ANUÁRIO ESTATÍSTICO

²³ Sol, chuva, vento, névoa salina, zona de respingo, umidade do terreno, etc.

DO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO, 2001). A umidade relativa do ar oscila numa margem estreita entre 70% e 83% com média de 77%. Como a estrutura estudada transpõe um rio, a taxa de evaporação efetiva no local é maior que o valor informado e a umidade relativa do ar oscila entre 85% e 95%, valores muito favoráveis à difusão de íons cloreto no concreto e ao desenvolvimento do processo corrosivo das armaduras. Os resultados de precipitação e evaporação (água do rio) no verão e inverno e o total anual são elevados e típicos de regiões tropicais costeiras.

Assim, a umidade interna do concreto da estrutura durante todo o ano é mantida em patamares favoráveis ao desenvolvimento da corrosão em taxas altas, pois além da disponibilidade de água (eletrólito), o acesso de oxigênio (agente oxidante) às armaduras é facilitado pelo fato de os poros do concreto não estarem totalmente saturados. O vento predominante durante o período da manhã tem a direção noroeste (NO) e durante o período da tarde tem a direção sudeste (SE), contudo não foram obtidos dados oficiais da direção e da velocidade dos ventos na região. A Tabela 4 apresenta os dados climáticos da região (valores calculados a partir das séries históricas de 1995 e 1996).

O rio Bubú tem comunicação direta com o mar e tem água salobra. A correnteza durante a subida e a descida da maré e os ventos provocam a formação de respingos que atingem a superestrutura (fundo das vigas), o que aumenta o risco de contaminação por íons agressivos devido à sucção capilar de água contaminada e ciclos de molhamento e secagem que aumentam a concentração salina no concreto.

A partir da análise dos resultados climáticos e da análise química da água (apresentada posteriormente), classificou-se a agressividade do macroambiente como de grau III, segundo a NBR-6118 (2003) em uma escala de I a IV. Embora haja regiões mais abrigadas e protegidas, a atmosfera salina úmida confere uma elevada agressividade do ambiente às armaduras.

Tabela 4 – Dados climáticos da região de Vitória.

Estação do ano	Medidas	Umidade relativa do ar (%)	Precipitação * (mm)	Evaporação * (mm)	Insolação * (h)	Temperatura (°C)
Verão	Média	75	98	117	211	27,2
	Variação máxima	70 82	9 242	16 145	114 287	19,4 37,0
Inverno	Média	76	48	92	206	22,6
	Variação máxima	73 79	6 87	76 116	176 248	15,2 31,5
Todas	Média	77	1439	1166	2302	24,8 $\Delta_{\text{máx}} = 21,8$

* **Verão e inverno:** valores acumulados para o período de um mês.

* **Todas as estações:** valores acumulados para o período de um ano.

Microclimas

São três os principais microclimas atuantes na superestrutura, apresentados em ordem crescente de agressividade:

- **Face inferior das lajes entre vigas e face interna das vigas longarinas:** abrigadas de chuva, vento e respingos;
- **Face exposta e muretas laterais das lajes:** expostas a chuva e vento;
- **Face lateral externa e fundo das vigas longarinas:** expostas a chuva, vento e respingos de água salobra;

Esta divisão é compatível com as ocorrências de corrosão observadas e com a intensidade do ataque, tendo sido considerada na seleção das áreas de estudo, ou seja, na definição dos lotes para amostragem.

3.5.2. Ensaios de campo e laboratório

Após a vistoria preliminar, a definição do plano de amostragem e dos métodos de ensaio necessários, procedeu-se à inspeção detalhada. **Como citado anteriormente,**

após o exame visual inicial, removeu-se o concreto destacado das áreas de estudo para permitir a avaliação do estado de corrosão das armaduras.

Antes da realização dos ensaios eletroquímicos, a superfície das áreas de estudo foi molhada repetidas vezes por cerca de 30 min para garantir uma elevada umidade dos poros do concreto e permitir a realização de leituras em condições homogêneas ao longo da estrutura e a obtenção de resultados estáveis, com menor dispersão e representativos da condição mais crítica para o processo corrosivo. Os demais ensaios foram realizados sobre superfície seca e limpa.

A seguir são indicados os métodos de ensaio empregados no estudo e os critérios adotados para julgamento dos resultados. Para tanto, foi criado um sistema simplificado de atribuição de notas para classificar os resultados. As notas variaram de 1 a 5 em números inteiros conforme a situação. A nota 1 é atribuída a um resultado muito ruim, preocupante ou que indique grande risco de corrosão e de comprometimento estrutural. A nota 5 indica resultado satisfatório, com baixo risco de corrosão ou estado não preocupante no médio prazo. As demais notas representam gradações intermediárias de gravidade e risco. Trata-se de um critério de julgamento específico para a obra estudada que teve o objetivo de facilitar a análise conjunta dos resultados dos ensaios realizados, permitindo-se, ao fim, a elaboração de um parecer técnico conclusivo, ponderando e confrontando os resultados obtidos.

Como citado nos Capítulos anteriores, os resultados dos ensaios podem ser avaliados segundo uma abordagem determinística, semi-probabilística ou estocástica, elevando-se o grau de confiabilidade e profundidade do julgamento da primeira para a terceira abordagem. Contudo, na inspeção realizada nesta Dissertação, as restrições de tempo e de recursos limitaram a um número pequeno as medidas dos ensaios de campo e a coleta de poucos testemunhos e amostras para ensaio em laboratório. Assim, optou-se pela abordagem determinística na análise dos resultados da maioria dos ensaios, empregando-se os valores médios obtidos. Somente os ensaios de profundidade carbonatação e de penetração de íons cloretos puderam ser avaliados de forma estocástica quando confrontados com os resultados de espessura de cobertura do concreto sobre as armaduras.

Posição e cobrimento de concreto das armaduras

Para localizar as armaduras e determinar os valores de cobrimento de concreto sobre as mesmas utilizou-se um pacômetro com precisão de 1 mm.

Para a análise estatística dos resultados, foram efetuadas 10 leituras de espessura de cobrimento na face lateral e 10 no fundo das vigas longarinas para os estribos e 20 leituras de cobrimento para as armaduras principais de flexão no fundo das vigas.

A Figura 15 ilustra o emprego do equipamento para localização dos estribos.



Figura 15 – Localização das armaduras com o uso de pacômetro.

Os resultados são apresentados na Tabela 5 e na Figura 16.

A análise isolada dos resultados de cobrimento de concreto indica que apesar de os valores de cobrimento lateral dos estribos serem elevados e adequados para garantir proteção às armaduras, isso não ocorre com o cobrimento de fundo dos estribos e armaduras principais. Outro problema é a variabilidade elevada do cobrimento devido a cuidados insuficientes durante a execução da estrutura, permitindo o surgimento de regiões mais vulneráveis e regiões mais protegidas.

Tabela 5 – Espessura do cobrimento de concreto (medidas em mm).

Área	Estribo lado			Estribo fundo			Armadura principal Fundo		
	média	desvio	mínimo	média	desvio	mínimo	média	desvio	mínimo
A1	74	6	69	15	9	5	34	9	19
A2	41	5	33	28	2	25	50	5	41
A3	43	4	35	-	-	-	-	-	41
A4	37	6	30	25	5	18	39	5	24
A5	40	3	35	30	4	25	44	5	38
A6	45	2	42	33	4	26	48	5	40
A7	68	6	26	32	5	24	39	5	30
A8	56	13	42	41	4	34	55	4	39

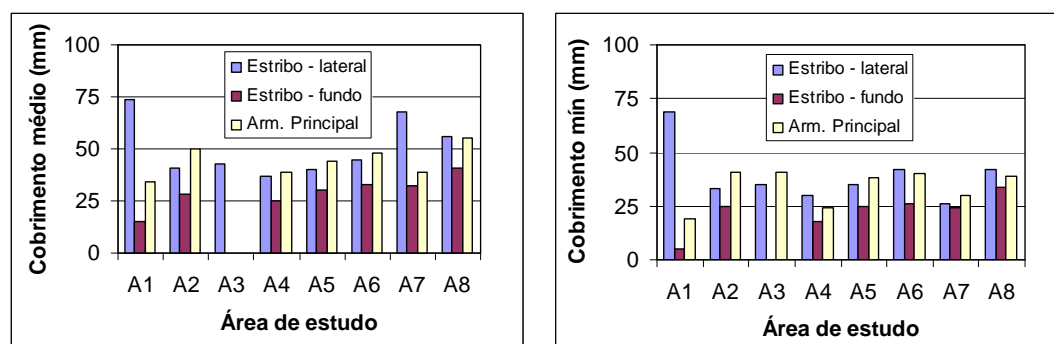


Figura 16 – Espessura de cobrimento de concreto média e mínima.

Deve-se salientar que o cobrimento de concreto representa a barreira física ao ingresso dos agentes agressivos. Contudo, a resistência à penetração desses agentes depende também da qualidade do concreto de cobrimento, mais especificamente de sua porosidade e da intercomunicação entre os poros. Como será demonstrado a seguir, o concreto da estrutura tem qualidade deficiente, requerendo grandes espessuras de cobrimento para oferecer adequada proteção às armaduras.

Profundidade de carbonatação do concreto

A medida da profundidade de carbonatação do concreto foi realizada em superfície recém-fraturada do concreto seco, isento de pó e de partículas soltas. Empregaram-se os indicadores químicos fenolftaleína (pH de viragem entre 8,3 e 9,3), timolftaleína (pH de viragem entre 9,3 e 10,0).

Para análise estatística da profundidade de carbonatação foram identificadas três condições de exposição distintas (microclimas):

- Face externa da viga longarina L1, face SE (sol pela manhã / vento pela tarde);
- Face externa da viga longarina L2, face NO (sol pela tarde / vento pela manhã);
- Face interna das duas vigas longarinas (abrigadas de sol, chuva e vento).

As medidas foram realizadas com paquímetro com precisão de 1 mm. Realizaram-se 30 leituras para cada condição de exposição. O critério de julgamento adotado para análise dos resultados de carbonatação foi estocástico, baseado na Teoria da Confiabilidade. Assim, realizando-se os cálculos detalhados no item 1.6.1 da pág. 37 para confrontar a espessura de cobrimento de concreto com a espessura carbonatada em cada região, determinou-se a probabilidade de ter havido a despassivação das armaduras devido à carbonatação. A Tabela 6 apresenta o critério adotado para a avaliação dos resultados de carbonatação do concreto.

Tabela 6 – Critério adotado para avaliação dos resultados de despassivação das armaduras pela carbonatação do concreto.

Probabilidade de despassivação das armaduras (%)	Nota
> 50	1
40 a 50	2
25 a 40	3
10 a 25	4
0 a 10	5

A Figura 17 ilustra a realização do ensaio de profundidade de carbonatação.



Figura 17 – Medida da profundidade de carbonatação do concreto com uso de indicadores químicos (fenolftaleína e timolftaleína) e paquímetro.

Os resultados são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 – Profundidade de carbonatação do concreto.

Indicador	Região	Orientação da face	Áreas inseridas na região	e _{CO2} (mm)		
				média	desvio	máxima
Fenolftaleína	L1	sudeste	A1, A2, A3, A8	19	7	41
	L1	noroeste	A6, A7	35	15	64
	L1 e L2	interna	A4, A5	18	5	33
Timolftaleína	L1	sudeste	A1, A2, A3, A8	23	8	42
	L1	noroeste	A6, A7	40	12	69
	L1 e L2	interna	A4, A5	21	4	33

A Figura 18 ilustra a distribuição das profundidades média e máxima de carbonatação do concreto nas distintas regiões da estrutura.

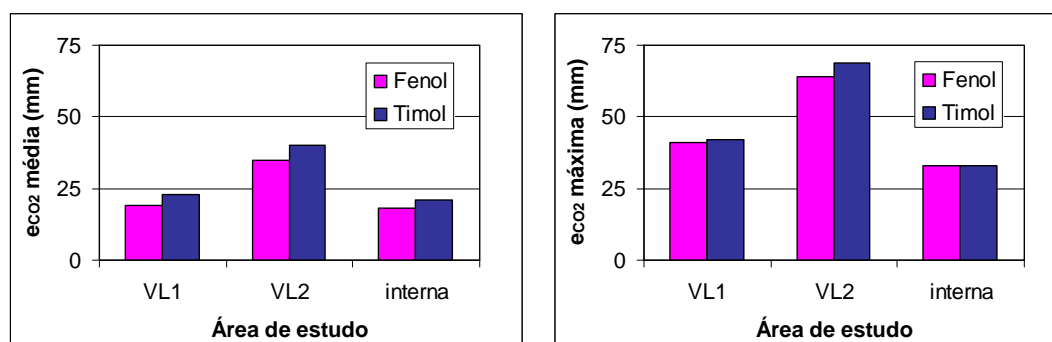


Figura 18 – Profundidade média e máxima de carbonatação do concreto.

Tabela 8A Tabela 8 apresenta o resultado do cálculo da probabilidade de despassivação das armaduras devido à carbonatação do concreto, segundo a Teoria da Confiabilidade.

Nota-se que especialmente no fundo das vigas longarinas (estribos e armaduras de flexão), as armaduras já foram atingidas pela frente de carbonatação. Contudo, fica evidente que o processo de carbonatação não é o principal agente causador da corrosão generalizada observada na estrutura, sendo considerado agente agravante.

Tabela 8 – Probabilidade de despassivação das armaduras devido à carbonatação do concreto.

Área	Estribo lado		Estribo fundo		Armadura principal fundo	
	P(%)	Nota	P(%)	Nota	P(%)	Nota
A1	0	5	64	1	9	5
A2	1	5	11	4	0	5
A3	0	5	-	-	-	-
A4	1	5	16	4	0	5
A5	0	5	3	5	0	5
A6	25	3	55	1	21	4
A7	2	5	58	1	40	2
A8	1	5	0	5	0	5

Potencial de corrosão das armaduras

Dividiu-se o número de leituras mais negativas que -350 mV pela quantidade total de leituras para obter-se a percentagem de medidas que acusam alta probabilidade de corrosão ativa. Procedeu-se igualmente com as leituras mais positivas que -200 mV, que indicam baixa probabilidade de corrosão ativa (Tabela 9).

Tabela 9 – Critério de atribuição de notas aos resultados de potencial de corrosão.

Nota	Ecorr > -200 mV (% das leituras)	Ecorr < -350 mV (% das leituras)
1	0	> 50
2	0 a 50	> 50
3	0 a 50	0 a 50
4	> 50	0 a 50
5	> 50	0

A Figura 19 ilustra a medida do potencial de corrosão em um estribo da obra.

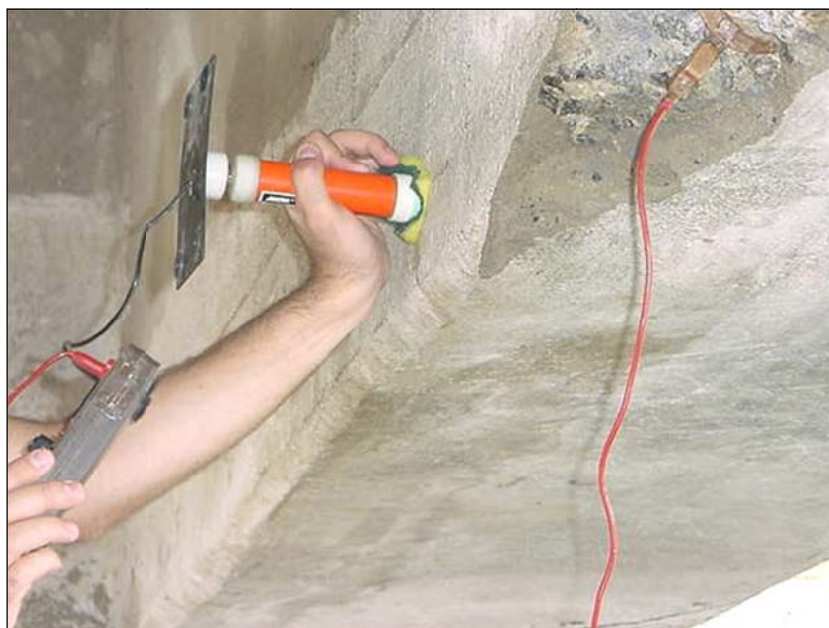


Figura 19 – Ensaio de potencial de corrosão das armaduras no concreto.

A Figura 20 ilustra os resultados obtidos organizados em ordem crescente conforme a frequência acumulada (probabilidade de uma leitura ser mais positiva que um dado valor). Os resultados estão resumidos e analisados na Tabela 10.

Os valores obtidos indicam a elevada probabilidade de haver corrosão ativa nas áreas 1, 6 e 8 e moderada probabilidade de haver corrosão ativa das áreas 2, 3 e 7. É válido ressaltar que as leituras foram realizadas nas redondezas das áreas em que a corrosão se manifesta mais gravemente, porém onde ainda não há sinais de corrosão ativa tais como fissuração do concreto e manchas. Assim, o ensaio realizado serviu para estimar a probabilidade de a corrosão estender-se por áreas maiores ao redor das já comprometidas e de haver novas áreas com armaduras despassivadas, porém sem manifestações ainda.

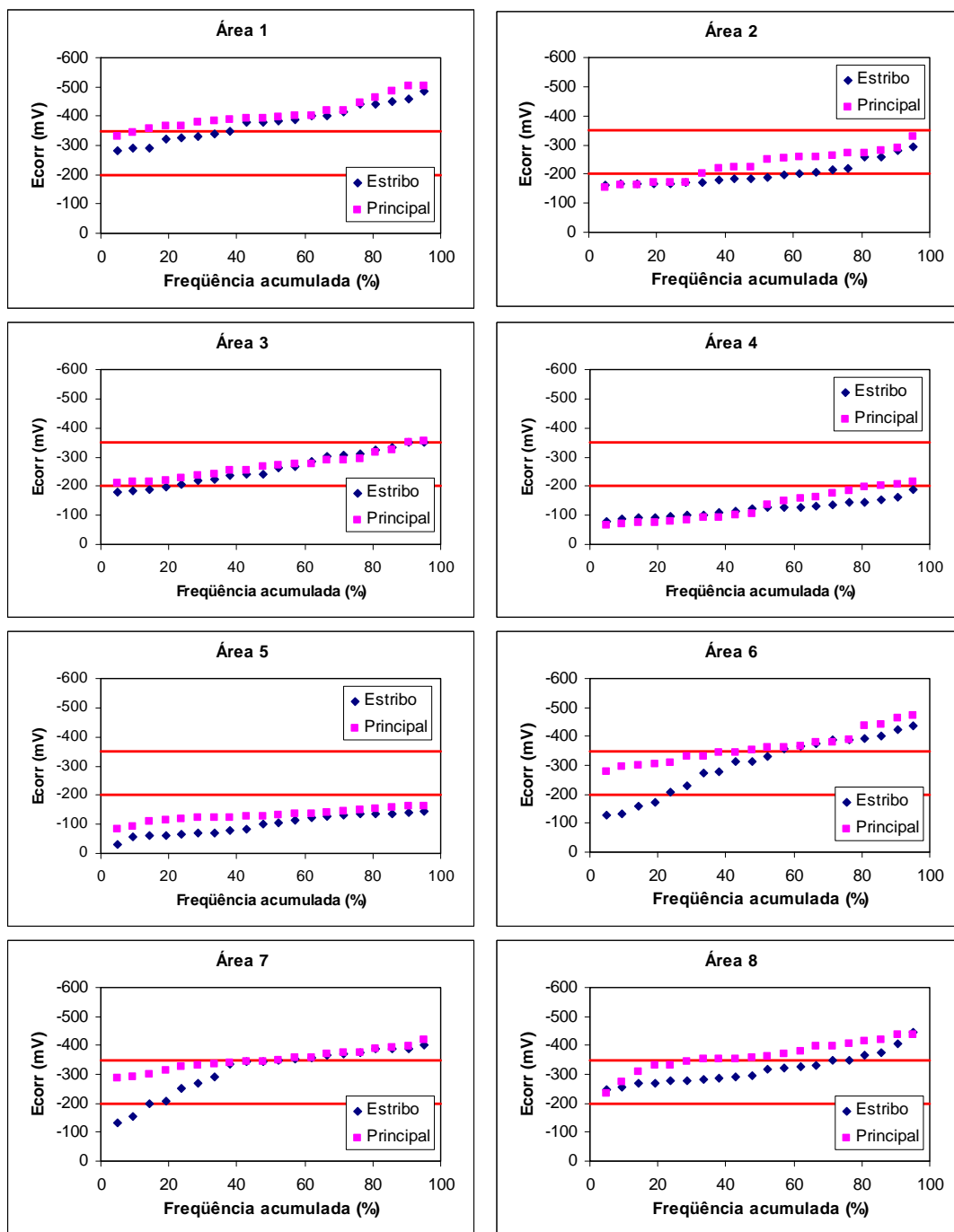


Figura 20 – Potencial de corrosão (eletrodo de Cu/CuSO₄) x freqüência acumulada.

Tabela 10 – Potencial de corrosão das armaduras.

Área	Armadura	> -200 mV (%)	< -350 mV (%)	Nota	Nota mínima
A1	Estribo	0	65	1	1
	Principal	0	90	1	
A2	Estribo	40	0	3	3
	Principal	30	0	3	
A3	Estribo	20	5	3	3
	Principal	0	5	3	
A4	Estribo	100	0	5	5
	Principal	85	0	5	
A5	Estribo	100	0	5	5
	Principal	100	0	5	
A6	Estribo	20	45	3	1
	Principal	0	55	1	
A7	Estribo	15	45	3	3
	Principal	0	45	3	
A8	Estribo	0	25	3	1
	Principal	0	70	1	

Resistividade elétrica do concreto

A resistividade elétrica superficial do concreto foi avaliada pelo método dos quatro eletrodos^{24, 25}. As leituras foram realizadas sempre sobre o concreto original da estrutura. Não foram realizadas leituras sobre o material de reparo devido à espessura muito variável e muito pequena para a obtenção de leituras confiáveis e representativas. A Figura 21 ilustra o ensaio. Os resultados foram avaliados segundo o critério do CEB 192²⁶ (Tabela 11) e são apresentados na Tabela 12.

²⁴ AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard method for field measurement of soil resistivity using the Wenner four-electrode method. ASTM G 57. In: **Annual Book of ASTM Standards**. Philadelphia, 2000.

²⁵ GOWERS, K. R.; MILLARD, S. G. Measurement of concrete resistivity for assessment of corrosion severity of steel using Wenner technique. **ACI Materials Journal**. n. 96, Sep/Oct, 1999.

²⁶ COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. **Diagnosis and assessment of concrete structures**. State of the art report. Boletim 192. Lausanne: CEB, 1989. 120 p.



Figura 21 – Ensaio de resistividade elétrica do concreto.

Tabela 11 – Critério do CEB 192 para avaliação dos resultados de resistividade elétrica do concreto pelo método dos quatro eletrodos.

Resistividade elétrica do concreto (kΩ.cm)	Probabilidade de corrosão	Nota
< 5	Muito alta	1
5 a 10	Alta	2
10 a 15	Moderada	3
15 a 20	Baixa	4
> 20	Desprezível	5

Tabela 12 – Resistividade elétrica do concreto.

Área	Média (kΩ.cm)	Mínima (kΩ.cm)	Nota
A1	9,7	5,8	2
A2	12,1	10,2	3
A3	11,7	4,8	2
A4	12,9	9,8	3
A5	12,1	11,3	3
A6	10,7	10,4	3
A7	12,7	9,8	3
A8	10,8	8,5	2

A resistividade elétrica do concreto é baixa e permite o desenvolvimento do processo corrosivo em velocidades acentuadas devido à facilidade de movimentação de íons na solução dos poros do concreto entre as áreas anódicas e catódicas das barras.

Corrente de corrosão por resistência de polarização

Para a medida da taxa instantânea de corrosão pelo método da resistência de polarização foi utilizado o equipamento GECOR6. Para a realizar do ensaio é necessário efetuar contato elétrico com as armaduras e selecionar um trecho de barra para ser polarizada e ter a corrente de corrosão estimada (Figura 22).



Figura 22 – Ensaio de corrente de corrosão por resistência de polarização.

Os resultados foram avaliados pelo critério do CYTED (Tabela 13).

Os valores indicados na tabela são referentes à corrosão do tipo generalizada. Quando comprovadamente o mecanismo for corrosão por cloretos, calcula-se a penetração localizada (pite) como cerca de 10 vezes o valor médio da leitura de corrente de corrosão realizada pelo método de resistência de polarização (RODRÍGUEZ, 2002).

Tabela 13 – Critério do CYTED para avaliação dos resultados de corrente de corrosão pelo método de resistência de polarização (GECOR6).

Corrente de corrosão ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Intensidade de corrosão	Nota
> 1,0	Muito alta	1
0,5 a 1,0	Alta	2
0,1 a 0,5	Baixa a moderada	3 a 4
< 0,1	Desprezível	5

Os resultados são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 – Corrente de corrosão por resistência de polarização.

Área	Média ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Máxima ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Nota
A1	1,53	1,322	1
A2	0,673	0,829	2
A3	-	-	-
A4	0,046	0,064	5
A5	0,030	0,048	5
A6	0,969	1,132	1
A7	0,605	0,627	2
A8	1,290	1,456	1

As correntes de corrosão instantâneas medidas nas áreas 1, 6 e 8 são muito elevadas, significando grande risco de comprometimento das armaduras e da integridade do concreto de cobrimento em curto prazo. As leituras efetuadas nas áreas 2 e 7 também são bastante preocupantes. Deve-se ressaltar que as medidas realizadas pela técnica de resistência de polarização representam um valor médio da taxa de corrosão instantânea de um trecho de barra polarizado. Como a corrosão provocada por cloretos dá-se inicialmente por pites, a taxa efetiva de corrosão no “olho” dos pites pode atingir valores 3 vezes superiores aos medidos (CYTED, 1998).

Tipo, bitola e redução de seção transversal das armaduras

O tipo de aço das armaduras foi obtido da consulta ao projeto e confirmado pela inspeção visual, com base na experiência dos profissionais envolvidos. As bitolas dos

estribos e das armaduras principais de flexão foram obtidas do projeto e confirmadas nas áreas não corroídas das armaduras, com medidas “in loco”.

É importante conhecer o tipo de aço para avaliar a resistência da liga metálica à corrosão, a tipologia da corrosão que ocorre e para poder estimar o estado de tensões a que estão sujeitas e que podem suportar.

A redução de diâmetro (seção transversal) das armaduras foi determinada com o uso de paquímetro após a limpeza superficial das barras e remoção dos produtos de corrosão, representando uma leitura da seção efetiva de aço existente. Em cada área estudada foram realizadas 20 leituras de redução de diâmetro de estribos e 20 leituras das armaduras principais com precisão de 0,1 mm. Metade das leituras foi realizada na direção paralela à superfície do concreto (lado) e metade na direção perpendicular a ela (fundo). A Figura 23 ilustra a medida de perda de seção transversal de estribos e armaduras principais de flexão.



Figura 23 – Medida da redução de diâmetro das armaduras com paquímetro.

A redução média da seção transversal das armaduras fornece uma estimativa direta da corrente de corrosão média que se processou durante a existência da estrutura. Assim, o valor estimado pode ser extrapolado para prever a velocidade de corrosão que se processará nas regiões vizinhas aos locais em que foram realizadas as leituras, pois as condições ambientais, a qualidade do concreto e o cobrimento das armaduras das regiões mais afetadas e das vizinhas são muito similares. Assim, um dos métodos de previsão de vida útil da estrutura é baseado em tais resultados. O critério de

avaliação dos resultados de redução média de seção transversal está baseado na no Manual do CYTED(1998) apresentado na Tabela 15.

Tabela 15 – Critério do CYTED para avaliação dos resultados de corrente de corrosão pelo método de resistência de polarização (GECOR6).

Corrente média de corrosão estimada ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Redução média de diâmetro (mm/ano)	Intensidade do ataque	Nota
> 1,0	> 0,0120	Muito elevada	1
0,5 a 1,0	0,0060 a 0,0120	Elevada	2
0,1 a 0,5	0,0012 a 0,0060	Moderada	3 a 4
< 0,1	< 0,0012	Desprezível	5

Período adotado para cálculo: 50 anos.

A redução máxima da seção das armaduras fornece informações sobre a profundidade do ataque e sobre a capacidade resistente residual da estrutura, sendo importante a sua determinação para fins da avaliação da segurança estrutural.

O critério de avaliação da redução máxima de seção transversal baseia-se nas recomendações do Boletim 162 do CEB (1983) apresentado na Tabela 16.

As barras dos estribos e das armaduras principais de flexão são de aço laminado 50 CA, conforme especificação da NB 2 (1941) e da EB 3 (1939) (biblioteca do IPT-SP). A informação foi extraída do projeto e verificada com a análise visual das barras, não tendo sido retiradas testemunhos para caracterização físico-mecânica. As propriedades definidas por essas normas estão indicadas na Tabela 17.

Tabela 16 – Critério do CEB 162 para avaliação dos resultados de redução de seção transversal das armaduras.

Redução máxima de seção transversal (%)	Grau de deterioração	Nota
Estribo seccionado	Muito forte	1
10 a 25	Forte	2
5 a 10	Intenso	3
0 a 5	Médio	4
0	Inicial	5

Tabela 17 – Especificações para o aço 50 CA, segundo a EB 3 de 1939.

Resistência à tração (MPa)	Tensão mínima de escoamento (MPa)	Tensão admissível * (MPa)	Textura superficial
500	300	160	lisa

* Recomendação da NB 2 (1941).

As armaduras longitudinais de flexão têm diâmetro nominal de 25 mm e os estribos de 16 mm. Os resultados de medida da redução da seção transversal das armaduras são apresentados na Tabela 18.

As perdas de seção resistentes de aço são muitas elevadas nas áreas 1, 2, 6, 7 e 8. A morfologia do ataque corrosivo é generalizada, embora a superfície das armaduras encontre-se irregular com muitas “crateras”, sinais característicos de corrosão localizada por pites, típicos da corrosão provocada por cloretos.

Conforme exposto na Figura 12 e na Figura 13 da pág. 91, há 9 barras de ϕ 25 mm na primeira e na segunda camadas de armadura longitudinal de flexão e 8 barras de ϕ 25 mm na terceira camada. Além disso, os estribos são duplos (cruzados) e têm diâmetro de 16 mm. Caso haja interesse em estimar a capacidade portante residual da estrutura, recomenda-se utilizar a seção transversal mínima de aço medida em cada região para as armaduras da primeira camada e para as barras mais externas (laterais) da segunda e da terceira camada, pois foram as armaduras cuja redução de seção transversal foi efetivamente medida. Do mesmo modo, deve-se considerar a redução de seção transversal dos trechos externos e inferiores dos estribos, pois estão mais expostos ao ataque e foram as regiões efetivamente inspecionadas. As demais armaduras da segunda e da terceira camada têm cobertura de concreto maior e, portanto, estão em contato com concentrações de cloretos menores e têm menor disponibilidade de oxigênio para o desenvolvimento do processo corrosivo, podendo, portanto ser consideradas sãs, ou seja, com sua seção nominal plena.

Tabela 18 – Redução de seção transversal das armaduras*.

Área	Armadura	Média (%)	Máxima (%)	Nota mínima
A1	Estribo	36	55	1
	Principal	14	20	
A2	Estribo	17	32	1
	Principal	10	27	
A3	Estribo	-	-	4
	Principal	-	-	
A4	Estribo	-	-	5
	Principal	-	-	
A5	Estribo	-	-	5
	Principal	-	-	
A6	Estribo	30	68	1
	Principal	9	18	
A7	Estribo	26	45	1
	Principal	8	15	
A8	Estribo	29	46	1
	Principal	16	25	

* Leituras realizadas nas barras mais externas: estribos, faces laterais da segunda e terceira camadas de armaduras de flexão e todas as barras das armaduras de flexão da primeira camada.

Dureza superficial do concreto

Os procedimentos empregados baseiam-se na norma NBR-7584 (1992) que recomenda a realização de, no mínimo, 9 impactos por região estudada. Foi utilizado esclerômetro de energia de impacto de 2,25 N.m (tipo N). Todas as leituras foram efetuadas com o esclerômetro na posição horizontal., perpendicular à superfície do concreto. A Figura 24 ilustra a realização do ensaio.



Figura 24 – Ensaio de dureza superficial do concreto com esclerômetro de reflexão.

A Figura 25 apresenta a curva de correlação entre a resistência à compressão de testemunhos extraídos e o índice esclerométrico (IE) medido nos locais de extração. A correlação linear obtida para a regressão calculada foi de 0,86.

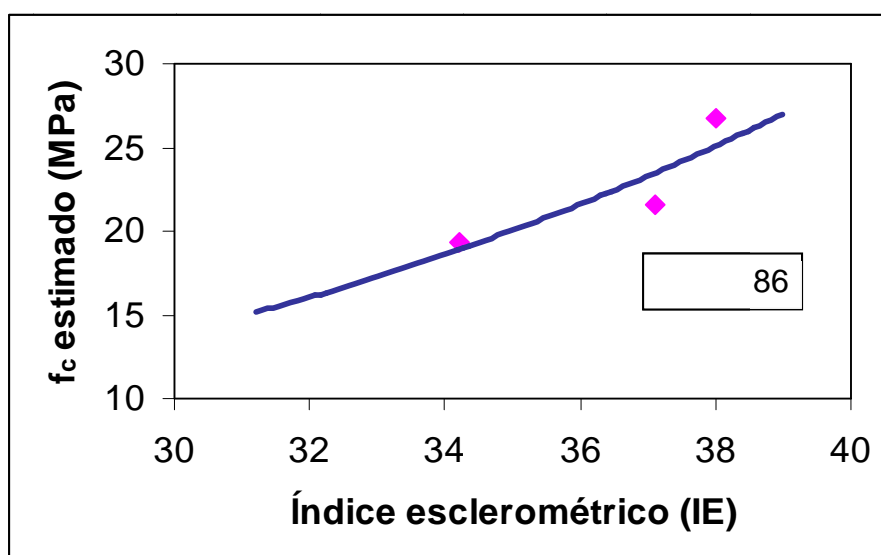


Figura 25 – Correlação exponencial entre a resistência à compressão dos testemunhos extraídos de concreto e o índice esclerométrico.

Conforme já citado, é recomendável que se construa a curva de correlação a partir de um número maior pontos (pares de testemunhos) (ACI 228.1, 2004). Contudo, devido a restrições de ordem econômica e por solicitação expressa da equipe de engenheiros da CVRD, limitou-se a extração a apenas três áreas (dois testemunhos por área), conforme indicado anteriormente. A correlação obtida foi utilizada para avaliar os resultados de esclerometria das demais áreas estudadas (Tabela 19).

Os resultados indicam uma variabilidade moderada de resistência à compressão, típica de concretos com baixa resistência característica, submetidos a controle de qualidade pouco rigoroso. O valor médio estimado para a estrutura é condizente com o valor médio estimado pela resistência dos testemunhos extraídos.

Tabela 19 – Dureza superficial do concreto e resistência à compressão estimada²⁷.

Viga	Local	IE*	f _{c, est} (MPa)	f _{c28, est} (MPa)
L1	Extração **	38	26,7***	21,4
L2	Extração **	34	19,3***	15,4
TA2	Extração **	37	21,6***	17,3
L1	Área 1	40	22,5	18,2
L1	Área 2	41	25,5	20,3
L1	Área 3	41	25,5	20,3
L1	Área 4	40	23,3	18,7
L2	Área 5	41	25,7	20,5
L2	Área 6	36	17,6	13,8
L1	Área 8	41	25,9	20,6
Média	-	37	23,7****	19,0****

* Índice esclerométrico médio de nove impactos (valor arredondado).

** Local de extração de testemunho.

*** Resistência à compressão dos testemunhos extraídos.

**** Coeficiente de variação CV = 13 %.

Extração e preparação de testemunhos para ensaios de laboratório

A extração de testemunhos de concreto é importante para caracterizar o concreto do ponto de vista da resistência à compressão, absorção de água, traço (consumo de cimento e relação água / cimento) e teor de cloretos. Foram extraídos 10 testemunhos cilíndricos de 10 cm de diâmetro e profundidade aproximada de 25 cm, conforme recomendação da norma NBR-7680 (1983). Antes da realização dos ensaios de absorção e resistência à compressão, os testemunhos foram retificados para dar planicidade e paralelismo às faces de ensaio e definir a altura aproximada de 20 cm.

²⁷ Valores de resistência média estimada do concreto. Como não se conhece o desvio-padrão da resistência, não é possível calcular a resistência característica a partir da resistência média determinada nos testemunhos extraídos.

Os testemunhos de concreto foram extraídos de 3 regiões da estrutura para permitir uma amostragem representativa do concreto da obra e das condições de exposição ambiental. As regiões selecionadas foram as seguintes:

- **REGIÃO 1:** L1 – vão 3: face externa (4 testemunhos);
- **REGIÃO 2:** L2 – vão 2: face externa (4 testemunhos);
- **REGIÃO 3:** TA2 – apoio 2 – face interna (2 testemunhos).

Dois testemunhos de cada região foram ensaiados quanto à absorção de água, densidade do concreto e resistência à compressão axial. Os dois testemunhos adicionais nas regiões 1 e 2 foram cortados em “fatias” ao longo da altura para ensaios de teor de clareos e reconstituição de traço. A Figura 26 ilustra a demarcação do local de extração e a extração de testemunho com extratora elétrica.



Figura 26 – Demarcação de local de extração de testemunho de concreto (entre estribos) e extração de testemunho (100 mm de diâmetro).

Resistência à compressão do concreto

O ensaio de resistência à compressão de testemunho extraído foi realizado conforme as normas NBR-7680 (1983) e NBR-5739 (1980). Os testemunhos foram ensaiados em equilíbrio com o ambiente do laboratório ($t = 23 \pm 2$ °C e $UR = 70 \pm 10\%$).

Efetuarão-se as correções propostas pela norma NBR-7680 em função da relação altura / diâmetro dos corpos-de-prova e da idade do concreto. Para cada par de testemunhos extraídos das três regiões selecionadas foi calculada a média aritmética e o desvio padrão da resistência à compressão. Os resultados podem ser utilizados para orientar a estimativa da capacidade portante residual da estrutura e para o estabelecimento de correlação com os resultados de esclerometria para estimar a resistência do concreto em outras regiões em que não foi extraído testemunho. Além disso, a resistência à compressão pode ser utilizada com parâmetro de qualidade e

homogeneidade do concreto ao longo da estrutura. É também uma medida indireta da durabilidade potencial da estrutura. A Tabela 20 apresenta o critério de classificação adotado na avaliação dos resultados.

Tabela 20 – Critério proposto por Helene (1993) para classificação do concreto com base na resistência à compressão.

f_{ck}^* (MPa)	Classificação quanto à durabilidade	Nota
< 20	deficiente	1 a 2
20 a 35	normal	3
> 35	durável	4 a 5

* resistência característica estimada aos 28 dias.

Os resultados médios calculados para os dois testemunhos extraídos de cada região são apresentados na Tabela 21.

Tabela 21 – Resistência à compressão de testemunhos extraídos.

Local	f_{cm} (MPa)	f_{c28} estimado * (MPa)	Nota
L1	26,7	21,3	1
L2	19,3	15,5	1
TA2	21,6	17,3	1
média	22,5	18,0	1

* Resistência média estimada aos 28 dias a partir dos resultados de 55 anos dos testemunhos extraídos, segundo recomendação da norma. Considerando-se que a resistência estimada é a média (f_{cm}) e não a característica (f_{ck}), todos os valores são considerados “deficientes” segundo a classificação proposta por Helene na Tabela 20.

A resistência à compressão estimada é condizente com o traço reconstituído e com as resistências de concreto usuais na época da execução da obra. Contudo, trata-se de resistência baixa para uma estrutura situada em ambiente litorâneo (fortemente agressivo), fato que comprometeu a durabilidade da estrutura.

A CVRD não forneceu a especificação do traço e da resistência à compressão do concreto da obra para análise e comparação com os resultados obtidos.

Densidade, absorção de água e umidade de equilíbrio do concreto

A densidade do concreto no estado endurecido é obtida pela divisão da massa do testemunho seco pelo seu volume, permitindo verificar a compactidade do concreto da obra. Os ensaios foram realizados em 6 testemunhos que posteriormente foram rompidos à compressão, totalizando 2 testemunho de cada região de extração.

Umidade de equilíbrio é a umidade interna dos poros do concreto quando este se encontra estabilizado com uma atmosfera de temperatura e umidade relativa fixas (HELENE, 1993), ou seja, sem absorver ou perder umidade. O teor de umidade de equilíbrio está diretamente relacionado com a velocidade de acesso de gases e íons às armaduras e à resistividade elétrica do concreto. Por essa razão, é um parâmetro indireto que permite avaliar o risco de ataque (período de iniciação) e a cinética do processo corrosivo (período de propagação).

A umidade de equilíbrio foi determinada pela diferença de massa dos testemunhos em equilíbrio com a atmosfera local e após secagem em estufa ventilada por 24 h. Os valores foram expressos em porcentagem da massa de concreto seco. Dividindo-se a mesma diferença pela absorção total de água, obtém-se o grau de saturação (GS) dos poros do concreto. O volume de vazios é determinado multiplicando-se a absorção de água pelo quociente entre a densidade do concreto e a da água.

Tabela 22 – Classificação dos concretos com base no índice de vazios do concreto pelo critério de Helene (1993).

Volume de vazios (%)	Qualidade do concreto	Nota
> 15	deficiente	1 a 2
10 a 15	normal	3
< 10	durável	4 a 5

Os resultados encontram-se na Tabela 23.

Tabela 23 – Umidade de equilíbrio, absorção de água e densidade do concreto.

Região	Umidade de equilíbrio (%)	Absorção total de água (%)	Grau de saturação (%)	Densidade (kg/m ³)	Volume de vazios (%)	Nota
L1 face externa	4,5	7,1	63	2284	16,2	2
L2 face externa	3,9	7,5	52	2302	17,3	2
TA2 face interna	3,7	7,3	51	2277	16,6	2

A absorção de água do concreto é razoavelmente alta e a densidade normal. O volume de vazios superior a 15% indica qualidade deficiente do concreto da estrutura para proteger as armaduras do ingresso dos agentes agressivos (água, cloretos, sulfatos, gás carbônico e oxigênio). Como os testemunhos foram extraídos do meio da alma das vigas, o concreto avaliado apresentava maior compacidade e uniformidade. Caso fossem extraídos testemunhos na porção inferior das vigas, seria possível observar a maior porosidade do concreto, mas a elevada taxa de armaduras longitudinais na base das vigas impossibilita a extração.

A umidade de equilíbrio do concreto e o grau de saturação dos poros permitem manter o ingresso de cloretos por difusão em patamares elevados e garantem a disponibilidade de água para o processo de corrosão uma vez iniciado.

Reconstituição de traço do concreto

A reconstituição de traço é um ensaio complementar que fornece uma estimativa das proporções da mistura original do concreto das amostras ensaiadas. É um resultado relevante para o julgamento da qualidade do concreto da obra e para avaliar quanto suas eventuais deficiências facilitam o processo corrosivo.

O ensaio foi realizado a partir de amostras tomadas dos testemunhos extraídos das longarinas L1 e L2. O material foi moído e homogeneizado para representar o concreto da estrutura. A norma de referência do ensaio é a ASTM C 85 (1992). Os resultados da reconstituição de traço do concreto estão na Tabela 24.

Tabela 24 – Reconstituição de traço do concreto.

Região	CaO (%)	SiO ₂ (%)	Traço unitário provável				C _{cimento} (kg/m ³)
			cimento	areia	pedra	água	
L1	20,29	7,15	1,00	1,69	3,24	0,71	342
L2	17,47	6,42	1,00	2,88	3,55	0,70	290
média	18,88	6,79	1,00	2,29	3,40	0,71	316
CV (%)	10,6 %	7,6 %	-	36,7 %	6,4 %	1,0 %	11,6 %

A relação a/c estimada do concreto é compatível com a resistência à compressão e com a absorção de água do concreto. Trata-se de um valor elevado para uma estrutura situada em região litorânea. Um concreto com tal relação a/c apresenta grande volume de poros capilares intercomunicados, permite o rápido acesso dos agentes agressivos e facilita a movimentação de íons durante o processo corrosivo.

Os agregados graúdos apresentam dimensão máxima característica superior a 32 mm, o que comprometeu o adensamento e o adequado preenchimento das formas e dos espaços entre armaduras, produzindo ninhos de concretagem. Não é possível estimar de forma confiável se o concreto no estado fresco apresentava propriedades reológicas adequadas ao preenchimento das formas e bom adensamento (trabalhabilidade), contudo, há sinais generalizados de falhas de preenchimento de formas e adensamento, sendo possível observar em alguns ninhos de concretagem agregados graúdos “limpos”, ou seja, sem pasta de cimento aderida, demonstrando que a mistura e o lançamento do concreto não parecem ter sido bem executados.

Pelo exposto, a dosagem do concreto, sua mistura e lançamento apresentaram deficiências que comprometeram a durabilidade da estrutura.

Determinação do perfil de penetração de cloretos

A presença de cloretos no concreto acima de determinadas concentrações provoca a despassivação das armaduras e o início do processo corrosivo. Por essa razão, é preciso definir qual a concentração de cloretos no concreto junto às armaduras e qual é o perfil de penetração desses íons na estrutura. Se as concentrações superficiais são maiores que as das regiões mais profundas, isso pode indicar que houve o ingresso de cloretos a partir do meio externo e, com base em modelos matemáticos e físicos,

estimar sua evolução futura. Se há uma concentração razoavelmente uniforme ao longo da profundidade do concreto, isso pode indicar que os cloretos foram incorporados ao concreto ainda durante sua mistura e/ou lançamento pelo uso de água ou agregados contaminados ou de aditivos aceleradores de pega com base de cloretos. Como se verá, o perfil levantado indica que a origem dos íons cloretos parece claramente ligada à atmosfera externa (névoa salina).

Não há consenso no meio técnico internacional sobre a concentração crítica de cloretos para despassivar as armaduras. Este limite depende de diversas variáveis inerentes ao concreto, ao aço e ao meio ambiente que afetam o equilíbrio termodinâmico do sistema ferro-água em presença de cloretos e em meios aerados. Apesar disso, estudos de um grupo ibero-americano de especialistas (CYTED, 1998) aponta para o valor de 0,3% de cloretos sobre a massa de cimento do concreto como um referencial para estruturas antigas de concreto armado, situadas em ambiente marinho. O Boletim 183 do CEB (1992) adota como referência básica o valor de 0,4% m.c. e apresenta interessante gráfico (Figura 27) demonstrando a importância do teor de umidade e do grau de carbonatação do concreto no teor crítico. Muitos pesquisadores indicam que o fator que melhor se correlaciona e explica a despassivação do aço é a relação $[Cl^-]/[OH^-]$. Contudo, sua determinação em obras é completa, imprecisa e onerosa, sendo mais usual adotar-se o teor relativo à massa de cimento (como no caso do presente estudo) ou, de forma mais grosseira, em relação à massa de concreto.

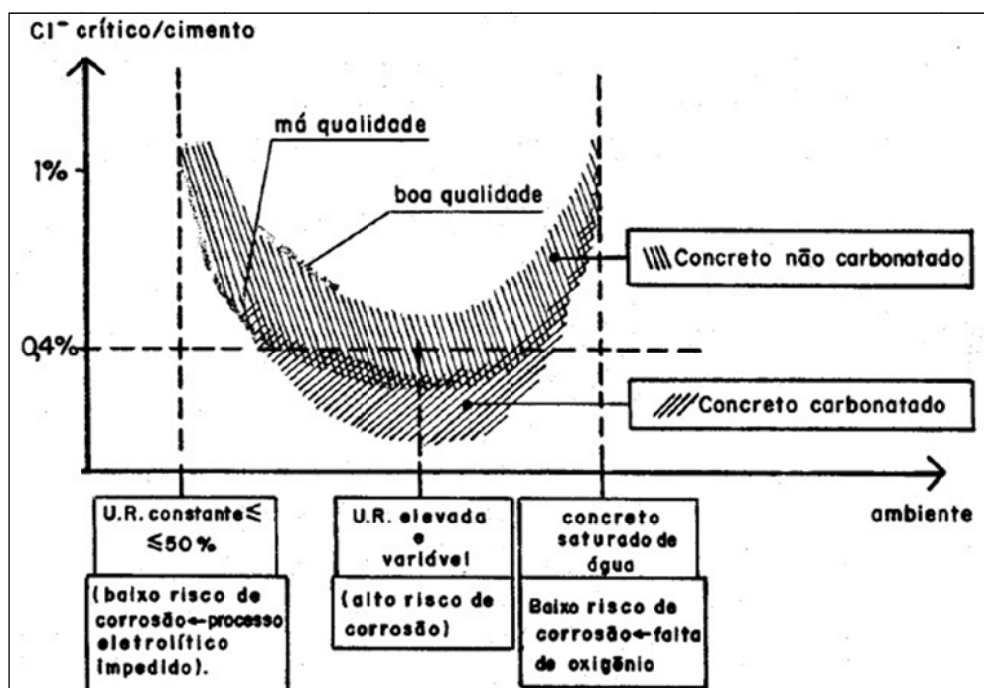


Figura 27 – Influência da qualidade do concreto e da umidade relativa do ar sobre o teor crítico de íons cloreto para despassivar as armaduras (Boletim 183 do CEB).

O ensaio foi realizado conforme a norma ASTM C 1152 (1992) para a determinação do teor total de cloretos (livres e combinados – solúveis em ácido) presentes no concreto. Foram ensaiadas amostras de quatro testemunhos extraídos: dois da face exposta (SE) da longarina L1 e dois da face exposta (NO) da longarina L2. Os testemunhos foram fatiados e as amostras selecionadas para ensaio situavam-se nas profundidades médias de 1, 2, 3, 5 e 7 cm, totalizando 20 amostras. A Figura 28 apresenta a demarcação de um testemunho para o corte das fatias em distintas profundidades.

A metodologia tradicional de extração de amostras de concreto para a realização desse ensaio requer a execução de diversos furos para a obtenção de uma quantidade de pó representativa do concreto em cada profundidade. Contudo, não havia fonte de energia elétrica disponível em campo durante quase todos os dias, fato que inviabilizou a extração de pó com furadeira. Somente no último dia de inspeção, foi trazido de trem um gerador para alimentar a extratora de testemunhos.

Desse modo, adotou-se um método alternativo de obtenção de amostra de concreto que é o corte de fatias ao longo da profundidade de um testemunho extraído. Como o concreto apresentou-se muito heterogêneo, com regiões muito ricas em agregado

gráudo e regiões muito ricas em argamassa, a determinação direta do teor de cloretos nas fatias poderia ser fortemente afetada. Então, observou-se por análise visual que a argamassa do concreto em todas as fatias era bastante homogênea tanto do ponto de vista da coloração, como da porosidade aparente e da proporção pasta / areia. Assim, solicitou-se ao laboratório que as fatias fossem desagregadas para separar a fase argamassa da fase agregados gráudos (que praticamente não contém cloretos, pois têm porosidade muito inferior à da pasta). Então, determinou-se o teor de cloretos em relação à massa total de argamassa de cada fatia. Por fim, utilizando-se os resultados da reconstituição de traço do concreto, calculou-se o teor de cloretos referente apenas à massa de cimento. Trata-se de metodologia alternativa, não ideal, mas foi a única que se mostrou viável técnica e logisticamente diante das restrições de campo.



Figura 28 – Demarcação longitudinal de testemunho extraído para corte de fatias em distintas profundidades para a determinação do teor de cloretos.

Para cada viga longarina foi determinado o perfil médio de penetração de cloretos e, empregando-se a Segunda Lei de Fick, determinou-se a profundidade para a qual a concentração de cloretos em relação à massa de cimento é igual a 0,3%.

O critério de julgamento adotado para análise dos resultados de penetração de cloretos foi estatístico, baseado na Teoria da Confiabilidade. Assim, realizando-se os cálculos detalhados no item 1.6.1 da pág. 37, determinou-se a probabilidade de ter havido a despassivação das armaduras. O valor calculado expressa a probabilidade de as armaduras de uma região estarem despassivadas devido à presença de teores

elevados de cloretos ou, sob outra abordagem, expressa a porcentagem de armaduras que estão despassivadas dentro da região estudada. A Tabela 25 apresenta o critério adotado para a avaliação dos resultados de despassivação das armaduras por penetração de cloretos.

Tabela 25 – Critério para avaliação dos resultados de penetração de cloretos.

Probabilidade de despassivação das armaduras (%)	Nota
> 50	1
40 a 50	2
25 a 40	3
10 a 25	4
0 a 10	5

Os perfis médios levantados de penetração de cloretos no concreto a partir da superfície encontram-se na Tabela 26. Os resultados são expressos em termos da porcentagem da massa de cimento (% m.c.).

Tabela 26 – Perfis de penetração de cloretos no concreto.

Local	Profundidade (mm)	Teor de cloretos (% m.c.)*
L1	10 ± 5	1,199
	20 ± 5	0,836
	30 ± 5	0,370
	50 ± 5	0,184
	70 ± 5	0,107
L2	10 ± 5	0,675
	20 ± 5	0,337
	30 ± 5	0,192
	50 ± 5	0,108
	70 ± 5	0,095

* porcentagem em relação à massa de cimento do concreto.

A Figura 29 ilustra os perfis de penetração de cloretos no concreto.

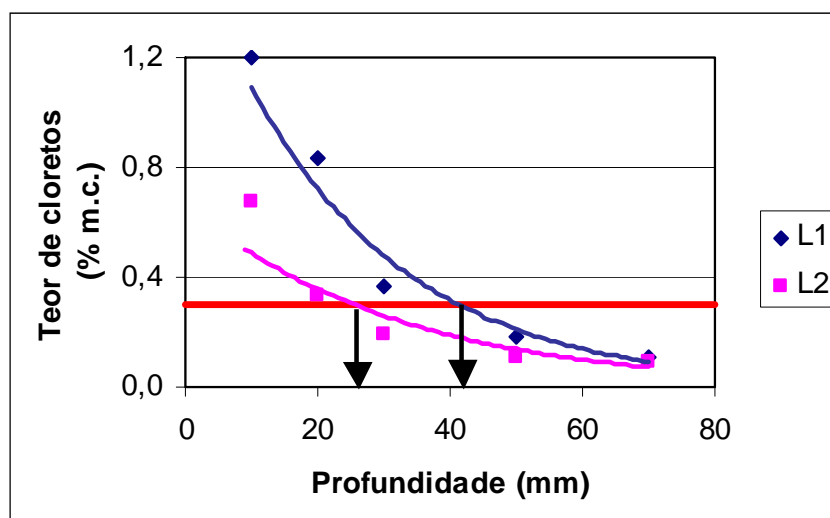


Figura 29 – Perfis de penetração de cloretos no concreto.

Calculando-se a profundidade para a qual a concentração de cloretos é de 0,3%, foram obtidos os resultados da Tabela 27.

Tabela 27 – Profundidade da frente de penetração de cloretos para a concentração de 0,3% m.c. (teor de despassivação).

Local	e_{Cl} (mm)
L1	41 ± 9
L2	25 ± 8

Tabela 28 - Probabilidade de despassivação das armaduras devido à presença de cloreto.

Área	Estribo lado		Estribo fundo		Armadura principal fundo	
	P(%)	Nota	P(%)	Nota	P(%)	Nota
A1	0	5	98	1	71	1
A2	50	1	92	1	19	4
A3	42	2	-	-	-	-
A4	64	1	94	1	58	1
A5	4	4	29	3	2	5
A6	1	5	19	4	1	5
A7	0	5	23	4	7	5
A8	17	4	50	1	8	5

Nota-se que grande parte das regiões estudadas têm das armaduras despassivadas ($P > 50\%$) devido à presença de íons cloreto. As elevadas concentrações de cloretos existentes junto à superfície do concreto devem-se à contaminação com a água do rio que é salobra. É também notória a presença de concentrações moderadas de cloretos até a profundidade de 70 mm, indicando a contaminação do concreto.

Um outro fator a ser considerado é a sinergia existente entre os processos de carbonatação do concreto e penetração de íons cloreto no sentido de reduzir o teor crítico de cloretos para despassivação do aço. Em outras palavras, as armaduras imersas em concretos carbonatados ($\text{pH} < 9$) ou com alcalinidade inferior à de concretos jovens ($\text{pH} \cong 12,5$) apresentam teores críticos de despassivação inferiores ao de 0,3 % m.c. proposto como referência (RODRÍGUEZ et al., 2002). Assim, as probabilidades calculadas de despassivação das armaduras devido aos íons cloreto podem ser ainda maiores.

Análise química da água do rio (caracterização da agressividade)

A água do rio Bubú é salobra e apresenta elevados teores de agentes agressivos. Para caracterizar sua agressividade ao concreto e às armaduras, foi realizada a análise química de amostra coletada da água do rio, conforme procedimento da CETESB (1988). Foram determinados: potencial hidrogeniônico (pH), teor de sólidos dissolvidos, teor de íons cloreto (Cl^-), sulfato (SO_4^{2-}), nitrato (NO_3^-) e magnésio (Mg^{2+}). Os resultados foram avaliados conforme critérios da CETESB e da norma NBR-6118 (2003) apresentados na Tabela 29.

Tabela 29 – Critério de classificação da agressividade da água do rio Bubú.

Grau de agressividade	pH	Sólidos dissolvidos (mg/L)	Cl^- (mg/L)	NO_3^- (mg/L)	Mg^{2+} (mg/L)	SO_4^{2-} (mg/L)
I	> 6.0	> 150	< 100	< 150	< 150	< 400
II	5.1 a 5.9	50 a 150	100 a 500	150 a 250	150 a 250	400 a 700
III	4.5 a 5.0	< 50	500 a 1000	250 a 500	250 a 500	700 a 1500
IV	< 4.5	< 50	> 1000	> 500	> 500	> 1500

Os resultados da análise química de amostra coletada da água do rio Bubú para caracterização de sua agressividade são apresentados na Tabela 30.

Tabela 30 – Análise química da água segundo a norma L1-007 da CETESB.

pH	sólidos dissolvidos (mg/L)	Cl ⁻ (mg/L)	NO ₃ ⁻ (mg/L)	Mg ²⁺ (mg/L)	SO ₄ ⁴⁻ (mg/L)
6,52	1284,00	812,00	5,72	21,32	614,40

Segundo os limites do procedimento L1-007 da CETESB e da norma NBR-6118, o teor de cloretos define grau forte de agressividade às armaduras (III). O teor de sulfatos define grau moderado de agressividade ao concreto (II). O pH e o teor de sólidos dissolvidos da amostra representam baixo grau de agressividade (I). Por fim, os teores de nitrato e magnésio definem grau de agressividade nulo (I).

Portanto, conforme orientação das normas de referência, a água do ambiente é classificada como de **agressividade forte (grau III)** às armaduras.

3.6. Síntese dos resultados e conclusão

3.6.1. Observação geral da estrutura

- **Mesoestrutura:** o esmagamento e a deterioração dos aparelhos de apoio podem estar impedindo a livre movimentação da estrutura, gerando vínculos indesejados e possibilitando a concentração de tensões e a transferência de esforços não previstos para a os pilares e fundações;
- **Extremos:** as estruturas de contenção dos aterros dos encontros apresentam rachaduras de grande abertura na parte superior das laterais, indicando possível movimentação (recalque e deslocamento horizontal) dos aterros. Há também erosão dos taludes laterais dos encontros devido ao arraste da água do rio;
- **Drenagem:** o sistema de drenagem apresenta funcionamento deficiente com surgimento de manchas de umidade e fungos na face inferior das lajes laterais em balanço, indicando fluxo de água por fora dos tubos;
- **Talha-mares:** desgaste superficial devido à erosão da água do rio e fissuras.

3.6.2. Resultados da inspeção na superestrutura

Para a análise conjunta dos resultados dos ensaios, a Tabela 31 e a Tabela 32 da pág. 128 resumem os piores resultados encontrados e a sua classificação por notas.

Os resultados indicam que a carbonatação do concreto não é o principal mecanismo de despassivação das armaduras e sim um agente agravante. Contudo, especialmente no fundo das vigas longarinas, o cobrimento deficiente e a existência de regiões com concreto mais poroso favorecem a despassivação das armaduras pela redução do pH da solução presente nos poros do concreto.

Os resultados de penetração de cloretos no concreto indicam que é este o mecanismo principal de despassivação das armaduras. A elevada umidade interna do concreto (grau de saturação > 50%) acelera fortemente o ingresso desses íons e reduz a resistividade elétrica (observada na quinta coluna), promovendo a rápida despassivação das armaduras e o desenvolvimento do processo corrosivo em velocidades elevadas (observadas na sexta e na sétima colunas).

Os piores resultados de potencial de corrosão, indicadores de existência de corrosão ativa, concordam com os resultados de despassivação por cloretos, o que novamente caracteriza este como o principal mecanismo de despassivação das armaduras. Nas áreas 6 e 7, os piores resultados de potencial de corrosão estão associados à despassivação por carbonatação do concreto.

Os resultados de corrente de corrosão e de redução de seção transversal das armaduras indicam que a **corrosão** de fato ocorre com **grande velocidade**, provocando rápida perda de seção resistente de aço, da aderência aço-concreto e gerando o destacamento do concreto de cobrimento em áreas extensas. Houve grande incidência de redução de seção transversal das armaduras superior a 25%, o que reforça a necessidade de interromper o processo corrosivo no curto prazo com vistas a garantir a segurança estrutural da obra.

É válido ressaltar que a corrosão desencadeada por íons cloreto ocorre predominantemente de forma localizada, formando “crateras” denominadas de pites. A taxa de corrosão efetiva que ocorre dentro dos pites é cerca de 3 a 5 vezes superior às taxas médias estimadas com a técnica de resistência de polarização, o que

indicaria taxas de até $7 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, valor muito elevado que representa grande risco de comprometimento da seção resistente de aço.

Analisando-se os resultados, verifica-se inicialmente que as áreas consideradas inicialmente “em bom estado” (A4 e A5) que foram utilizadas para comparação apresentam as notas mais elevadas. A área A3 não apresentava destacamento do concreto de cobrimento e os resultados associados de carbonatação, cloretos e potencial de corrosão não indicavam grande risco de corrosão. As demais áreas (A2, A3, A6 e A7) encontram-se fortemente deterioradas, estado comprovado pela maioria dos resultados dos ensaios realizados. Por fim, a área A1 é a que apresenta pior situação, com maior área afetada, elevada taxa de corrosão (i_{CORR} e $\Delta\Phi$). Por essa razão é o local crítico da estrutura e o que requererá maiores cuidados na obra de recuperação. Conforme indicado anteriormente, a Tabela 31 e a Tabela 32 a seguir resumem os resultados discutidos nas páginas anteriores.

Tabela 31 – Resumo dos piores resultados dos ensaios realizados.

Área	Carbonatação P(%)	Cloretos P(%)	Potencial < -350mV (%)	Resistividade (kΩ.cm)	i_{CORR} ($\mu A/cm^2$)	$\Delta\Phi$ (%)	Absorção (%)	Aspecto visual
A1	64	98	90	5.8	1.322	55	15,9	muito ruim
A2	11	92	0	10.2	0.829	32	15,9	ruim
A3	0	42	5	4.8	-	-	15,9	bom
A4	16	94	0	9.8	0.064	-	15,9	bom
A5	3	29	0	11.3	0.048	-	16,5	bom
A6	55	19	55	10.4	1.132	68	16,5	ruim
A7	58	23	45	9.8	0.627	45	16,5	ruim
A8	1	50	70	8.5	1.456	46	15,9	muito ruim

Tabela 32 – Resumo das notas atribuídas aos piores resultados.

Área	Carbonatação	Cloretos	Potencial	Resistividade	i_{CORR}	$\Delta\Phi$	Absorção	Aspecto visual
A1	1	1	1	2	1	1	2	1
A2	4	1	3	3	2	1	2	2
A3	5	2	3	2	-	4	2	4
A4	4	1	5	3	5	5	2	5
A5	5	3	5	3	5	5	2	5
A6	1	4	1	3	1	1	2	3
A7	1	4	3	3	2	1	2	2
A8	5	1	1	2	1	1	2	1

3.7. Diagnóstico

Os resultados dos ensaios e as observações de campo indicam que o processo de deterioração e envelhecimento da Ponte Bubú é de três naturezas:

- Esmagamento e deterioração dos aparelhos de apoio móveis;
- Corrosão eletroquímica das armaduras;
- Erosão inicial dos terraplenos dos encontros.

A corrosão eletroquímica das armaduras da ponte sobre o rio Bubú tem como principal causa a contaminação por íons cloreto. A presença de íons cloreto junto às armaduras pode decorrer do ingresso a partir do meio externo ou pela incorporação à massa do concreto por ocasião da mistura, decorrente do uso de aditivos à base de cloretos, ou de água e agregados contaminados.

A análise do perfil de penetração de cloretos denota claramente que neste caso trata-se de uma frente de penetração a partir do ambiente externo. Os fenômenos predominantes de penetração de cloretos no concreto da estrutura são a difusão e a absorção capilar de água de respingos.

A reduzida espessura de cobrimento de concreto no fundo das vigas longarinas é outro fator agravante, pois é insuficiente para garantir a durabilidade das armaduras no ambiente marinho. A NBR-6118/2003 recomenda espessuras de cobrimento superiores a 40 mm para ambientes de grau de agressividade III, caso se utilize concretos com relação a/c máxima de 0,55. Como o concreto da estrutura tem qualidade inferior, seriam necessárias espessuras ainda maiores.

O uso de agregados de dimensão máxima característica superior a 32 mm e os inadequados procedimentos utilizados nas etapas de dosagem, mistura, lançamento e adensamento do concreto também possibilitaram a formação de grandes ninhos de concretagem e de grandes heterogeneidades ao longo do concreto da estrutura.

Embora o concreto da obra apresente características típicas dos concretos usuais na época de construção da estrutura, sob a ótica dos conhecimentos atuais, ele não assegura a durabilidade de uma estrutura situada em ambiente tão agressivo.

A relação a/c utilizada na época foi da ordem de 0,70 que é muito superior à máxima sugerida pela NBR-6118 (2003) para grau III de agressividade ambiental que é de 0,55 e, conseqüentemente, a resistência média à compressão estimada aos 28 dias (18 MPa) é inferior ao mínimo sugerido pela mesma norma (30 MPa).

A ausência de manutenção preventiva permitiu a erosão dos taludes dos encontros, assim como falta de substituição periódica dos aparelhos de apoio móveis acarretou esforços excessivos no concreto dos apoios, não previstos no projeto original e que provocaram o esmagamento do concreto próximo às regiões de apoio.

Com base nas informações e resultados disponíveis e anteriormente discutidos, o diagnóstico dos problemas da Ponte Bubú pode ser assim formulado:

3.7.1. Sintomas

- Esmagamento e destruição do concreto de apoios, agravado por exposição e conseqüente corrosão de armaduras nesses locais;
- Fissuras, destacamento e expulsão do concreto de cobrimento, expondo armaduras corroídas;
- Vazios entre dormentes e solo, assim como carreamento de material.

3.7.2. Mecanismos de deterioração

- Esmagamento e destruição do concreto das longarinas e transversinas de apoio, devido ao aparecimento de esforços não previstos originalmente. Esforços decorrentes do mau funcionamento dos aparelhos de apoio;
- Corrosão eletroquímica das armaduras de aço pela presença de teores de cloretos acima de limites críticos. Esses cloretos são provenientes do ambiente e estão penetrando na estrutura por mecanismos de difusão e absorção capilar. Os cloretos no concreto próximo às armaduras promovem a despassivação do aço, que pode ser acelerada por fenômenos de carbonatação e reduzido cobrimento;
- Erosão dos aterros dos encontros devido à drenagem e carreamento de material por ação de chuvas, uma vez que não há contenção lateral.

3.7.3. Agentes causadores

- Esmagamento e deterioração dos aparelhos de apoio móveis. Os aparelhos de apoio de placa de chumbo ou elastômero têm vida útil limitada a cerca de 10 anos. Segundo registro fornecido pela CVRD e pelas evidências observadas em campo, os aparelhos da Ponte sobre o rio Bubú nunca foram substituídos. Sua destruição promove o atrito e bloqueio no apoio das longarinas sobre os pilares, gerando esforços não previstos e concentrados que podem provocar a ruptura

localizada do concreto. Além disso, a fissuração decorrente expõe as armaduras que poderão corroer-se, prejudicando ainda mais a situação;

- Penetração de íons cloreto e despassivação generalizada do aço nas longarinas e transversinas que, em presença da retenção de umidade de equilíbrio no interior do concreto e da disponibilidade de oxigênio, desencadeiam a corrosão eletroquímica das armaduras;
- Carreamento e erosão de solo por águas pluviais. Ausência de contenção lateral no solo compactado dos encontros.

3.7.4. Agentes agravantes

Os agentes que de alguma forma aceleraram ou facilitaram a ocorrência desses problemas patológicos foram:

- Carbonatação do concreto que já atingiu as armaduras em diversos locais;
- Cobrimento reduzido de concreto no fundo das vigas;
- Grande variabilidade do cobrimento de concreto sobre as armaduras;
- Concreto com moderada porosidade e baixa resistividade elétrica, facilitando a movimentação de íons entre as zonas anódicas e catódicas das armaduras;
- Concreto dosado com agregados de dimensão elevada, baixo consumo de cimento e adensamento insuficiente, permitindo o aparecimento de grandes ninhos de concretagem;
- Heterogeneidade da qualidade do concreto ao longo da estrutura;
- Reparos localizados executados com materiais e procedimentos inadequados;
- Ambiente agressivo, úmido e quente.

3.7.5. Origem dos problemas

- Ausência de manutenção periódica e preventiva. É recomendável a substituição dos aparelhos de apoio a cada 10 anos no máximo;
- No caso da corrosão de armaduras, a origem do problema está fortemente ligado ao **projeto da estrutura**, pois nessa etapa foram definidas as espessuras de cobrimento sobre as armaduras e a qualidade do concreto, ambas inadequadas ao ambiente em que se situa a estrutura;
- No caso da erosão dos aterros dos encontros, a ausência de manutenção periódica e preventiva é a origem do problema. É recomendável que a contenção e proteção dos aterros dos encontros seja revista e, se necessário, renovada a cada 5 anos.

3.8. Prognóstico

Prognóstico representa as conjeturas técnicas que podem ser feitas a partir das informações e resultados obtidos. Essas conjeturas são, normalmente, realizadas para dois cenários: o primeiro de não realizar intervenção alguma e o segundo de realizar uma intervenção corretiva adequada.

A seguir, discute-se brevemente a extensão e gravidade dos problemas atuais para, então, discutir-se o prognóstico propriamente dito.

3.8.1. Extensão e gravidade dos problemas

As áreas afetadas pela corrosão das armaduras situam-se principalmente na superestrutura, concentrando-se nas laterais e fundo das vigas longarinas, fundo das vigas transversinas de apoio e nas muretas dos balanços laterais da laje.

Foi realizado exame visual para estimativa inicial da extensão das áreas afetadas pela corrosão das armaduras. Mensuraram-se as áreas que apresentam exposição de armaduras corroídas, destacamento e fissuração do concreto de cobrimento e ninhos de concretagem.

Na Tabela 33 apresenta-se a estimativa inicial da extensão das áreas afetadas que requererão recuperação e proteção.

Tabela 33 – Estimativa da extensão das áreas afetadas da superestrutura.

Local	Extensão estimada da área afetada*		Espessura estimada de intervenção (cm)
	(m ²)	(%)	
lateral externa e fundo – mar	50	25	3 a 10
lateral externa e fundo – continente	40	20	3 a 10

* Valores referentes às laterais e ao fundo das vigas longarinas nos vãos e ao fundo das mesmas e das vigas transversinas nas regiões dos apoios.

Cenário de não-intervenção

- **Aparelhos de apoio:** destruição progressiva do concreto dos apoios, fissuração e exposição das armaduras (seguida de corrosão) e risco em médio prazo de recalque da ponte por esmagamento localizado do concreto dos apoios;
- **Corrosão das armaduras:** fenômeno progressivo e auto-acelerante, ou seja, a velocidade de deterioração e a extensão da área afetada aumentam, com perda de aderência, redução de seção resistente e risco de colapso a médio e longo prazo;
- **Encontros:** já apresentam recalques e grande risco em curto prazo de haver desnível na linha que poderá acarretar descarrilamentos.

Cenário de intervenção corretiva adequada

- **Aparelhos de apoio:** solução do problema por cerca de 10 anos, sendo necessária sua substituição após este período;
- **Corrosão das armaduras:** qualquer que seja a alternativa escolhida (descritas a seguir), há necessidade de revisão periódica a cada 5 anos quando, certamente será necessário realizar pequenas e localizadas correções. Caso a alternativa escolhida seja de proteção catódica do tipo corrente impressa, há necessidade de inspeção e monitoramento semestral para calibrar e adequar partes do sistema;
- **Encontros:** necessidade de inspeção periódica a cada 5 anos.

3.9. Alternativas de intervenção

Os principais elementos afetados da estrutura são as laterais e fundo das vigas longarinas, fundo das vigas transversinas de apoio, muretas laterais da laje, aparelhos de apoio, dispositivos de drenagem e encontros. Para a terapia dos problemas diagnosticados recomendam-se as alternativas de intervenção apresentadas a seguir.

3.9.1. Corrosão das armaduras da superestrutura

As alternativas de intervenção indicadas a seguir são as consideradas mais adequadas à terapia do problema de corrosão de armaduras e com custos estimados compatíveis com a durabilidade estimada que apresentarão. Cada alternativa conduzirá a um nível de eficácia e proteção (aumento da vida útil residual) e envolverá procedimentos executivos, prazos e custos distintos. Todas as técnicas e materiais propostos requerem inspeção periódica após a recuperação da obra e pequenas intervenções de manutenção preventiva para garantir durabilidade desejada por maior prazo.

Tabela 34 – Resumo das alternativas de intervenção para terapia dos problemas de corrosão de armaduras.

Alternativa técnica	Descrição	Vantagens	Desvantagens
Reparos localizados + inibidores de corrosão	Associação de reparos localizados tradicionais com a adição de inibidores químicos de corrosão tipo nitrito de cálcio e sódio às argamassas e grautes de reparo.	Praticamente as mesmas da solução anterior, com maior durabilidade estimada.	Praticamente as mesmas da solução anterior, com maior durabilidade estimada.
Reparos localizados + proteção catódica galvânica tipo pastilhas de zinco	Associação de reparos localizados tradicionais com a instalação de pastilhas zinco em contato elétrico com as armaduras e imersas no material de reparo para serem anodos de sacrifício.	Praticamente as mesmas da solução anterior, com maior durabilidade e menor risco de transferência de células de corrosão para áreas adjacentes ao reparo.	Praticamente as mesmas da solução anterior, com a necessidade de instalar as pastilhas de zinco, testar conectividade elétrica e monitorar a eficácia da solução periodicamente.
Reparos localizados + proteção catódica galvânica tipo metal zinco termo-projetado	Reparos localizados somente nas áreas mais afetadas associada à projeção ou aplicação de metal zinco sobre o concreto da estrutura para servir de anodo de sacrifício.	Intervenção de reparo localizado apenas nas áreas mais afetadas (menor extensão), maior agilidade executiva e durabilidade estimada maior.	Experiência de poucas empresas; Estética final da estrutura incompatível com a imagem da estrutura tradicional de concreto; Materiais e técnicas específicos e com poucos fornecedores; Pode gerar atos de vandalismo, Requer monitoramento mais contínuo da solução após realizada;
Reparos localizados + extração eletroquímica de íons cloreto	Associação de reparos localizados tradicionais com a técnica eletroquímica de remoção de íons cloretos impregnados na estrutura de concreto, rebaixando sua concentração a níveis inferiores aos valores críticos e permitindo a repassivação das armaduras.	Praticamente as mesmas da primeira solução, com maior durabilidade estimada e relatos de casos de sucesso no exterior; Manutenção periódica de fácil execução.	Intervenção pesada com demolições, ruídos, entulhos; Poucas empresas especializadas; Materiais e técnicas específicos; Não anula o risco de reaparecimento de novos pontos de corrosão.
Reparos localizados + proteção catódica por corrente impressa.	Associação de reparos localizados tradicionais com a instalação de eletrodo de sacrifício externo (metal mais nobre) revestidos por material condutivo e conectados a uma fonte de corrente contínua, garantindo que as armaduras atingirão potenciais catódicos permanentemente.	Praticamente não há risco de reaparecimento de novos pontos de corrosão se executado e monitorado corretamente, vida útil estendida.	Intervenção pesada com demolições, ruídos, entulhos; Poucas empresas especializadas; Materiais e técnicas específicos; Estética final da estrutura incompatível com a imagem da estrutura tradicional de concreto; Pode gerar atos de vandalismo; Requer monitoramento e proteção dos equipamentos instalados depois da intervenção; Monitoramento permanente e semestral.

* Informações simplificadas e genéricas sobre as técnicas propostas.

Tabela 35 – Resumo das alternativas de intervenção para terapia dos problemas de corrosão de armaduras.

Alternativa técnica	Custo relativo estimado *	Vida útil residual estimada *	Prazo executivo estimado *	Custo relativo de inspeções, monitoramento e manutenção *
Reparo localizado tradicional	100%	7 anos	3 meses	100%
Reparos localizados + inibidores de corrosão	106%	12 anos	3 meses	100%
Reparos localizados + proteção catódica galvânica tipo pastilhas de zinco	128%	15 anos	3,5 meses	125%
Reparos localizados + proteção catódica galvânica tipo metal zinco termo-projetado	157%	10 anos	2,5 meses	150%
Reparos localizados + extração eletroquímica de íons cloreto	214%	20 anos	4 meses	150%
Reparos localizados + proteção catódica por corrente impressa.	165%	50 anos	3,5 meses	250%

* Valores estimados para jan – mar / 2002, a partir de um estudo orçamentário simplificado. Os custos foram estimados com base nas áreas e volumes dados coletados em obra e nos custos unitários da CONCREMAT. A vida útil residual estimada foi estabelecida com base em dados práticos e da bibliografia internacional. Os prazos executivos foram estimados com base na experiência prática do orientador desta Dissertação, os custos de monitoramento e manutenção preventiva foram estimados considerando os custos de inspeções periódicas e da demanda de equipamentos e ensaios especiais, bem como de técnicos especialistas. Todos os valores indicam a ordem de grandeza dos custos e prazos e procuram auxiliar na tomada de decisão sobre a melhor alternativa a se adotar considerando-se as implicações, prazos, custos e durabilidade de cada uma.

Outros elementos

- **Apoios:** levantamento da superestrutura com macaco hidráulico tórico para recuperação do fundo das transversinas e substituição dos aparelhos de apoio.
- **Encontros:** recuperação das rachaduras existentes, reabilitação das estruturas de contenção dos aterros dos encontros e proteção superficial dos taludes laterais contra a erosão das águas pluviais e fluviais (maré alta).
- **Drenagem:** substituição dos buzinotes existentes por tubos de maior comprimento e instalados de forma estanque para que o fluxo de água da superestrutura desça por dentro dos tubos. Execução de pingadeiras nos balanços laterais da laje para descolar o fluxo de águas pluviais da superfície do concreto de modo a evitar o aparecimento de manchas, bolores e corrosão de armaduras.

3.9.2. Projeto de recuperação

A partir da seleção das alternativas de intervenção, deve-se elaborar um projeto detalhado de recuperação com a indicação dos procedimentos e etapas de trabalho para a correção do problema de corrosão de armaduras (terapia).

O projeto em questão deverá definir:

- **Serviços:** descrição detalhada dos serviços de recuperação e proteção, definindo, em cada caso, os procedimentos e medidas de controle;
- **Materiais:** seleção e especificação de materiais para recuperação, reforço e proteção, definindo-se a natureza do produto, os procedimentos de utilização, os controles de recebimento, estocagem, preparação e manuseio;
- **Equipamentos:** descrição de equipamentos e ferramentas necessárias, procedimentos de uso em cada etapa dos serviços, medidas de proteção, etc;
- **Mão-de-obra:** descrição das incumbências, cargos e responsabilidades dos profissionais envolvidos em cada etapa dos serviços.

O procedimento técnico completa-se com o plano de proteção ambiental e o plano de segurança no trabalho. Recomenda-se também o acompanhamento e o controle tecnológico da intervenção, uma avaliação técnica da solução adotada por meio de ensaios de desempenho “in loco” ou em laboratório e o registro do caso para consulta em futuras obras similares.

3.10. Considerações Finais

Os problemas patológicos existentes e diagnosticados atingem uma porção significativa da estrutura e requerem intervenção corretiva para aumentar a vida útil da obra e garantir sua segurança estrutural no médio prazo.

O problema da corrosão de armaduras é um mecanismo de deterioração naturalmente “auto-acelerante”, podendo levar a uma severa perda de capacidade portante da estrutura ou até ao seu colapso se não remediado em tempo hábil.

Portanto, não só do ponto de vista técnico, mas também do ponto de vista econômico, é recomendável a intervenção corretiva imediata sobre a estrutura para restabelecer a segurança estrutural e a funcionalidade da obra por um longo período de tempo, sem comprometer o bom funcionamento do ramal de Porto Velho da Estrada de Ferro Vitória – Minas (EFVM). Por fim, é válido lembrar a importância da realização de inspeções periódicas após as intervenções para verificar sua eficácia, e monitorar os demais elementos e áreas da ponte que possam vir a apresentar problemas de deterioração e/ou desgaste.

3.11. Análise crítica da inspeção realizada

Conforme exposto no início do Capítulo, a inspeção foi realizada em janeiro de 2002 e o relatório foi concluído em março. Naquela ocasião, os capítulos anteriores, particularmente o Capítulo 2 (proposta de método de inspeção), ainda não tinham sido redigidos. Porém, como seria difícil encontrar outra ponte disponível para ser inspecionada, aproveitou-se oportunidade “precoce” que surgiu. Assim, a inspeção foi realizada com o conhecimento teórico e a experiência prática do autor naquela época, contrariando a ordem cronológica desejável de execução do trabalho. Desse modo, alguns aspectos não seguiram o método proposto e algumas informações não foram levantadas, cabendo uma análise crítica da inspeção realizada para verificar em que aspectos ela se ajustou ao método proposto e em quais ela foi deficiente.

O problema exposto representa o que seria “na prática” uma inspeção realizada com uma **lista de verificação** (*check list*) **insuficiente ou incompleta**, já que nem todas as informações propostas no Capítulo 2 foram coletadas.

No entanto, como já havia sido feita uma revisão da literatura e o autor já tinha experiência prática, os procedimentos de vistoria, inspeção e os ensaios foram realizados nas mesmas condições propostas no Capítulo 2. Os métodos de ensaio e os critérios de formação de lotes para amostragem foram coerentes com o proposto no Capítulo citado e o método de análise dos resultados também foi compatível com a proposta dessa Dissertação que é sintetizar os dados em uma tabela de resumo e associar um parecer técnico com discussões e conclusões para definir o diagnóstico, o prognóstico e as recomendações de intervenção da obra. Cabe ressaltar também que foi feita a análise dos resultados de carbonatação do concreto e penetração de cloretos pelo método estocástico descrito no Capítulo 1.

Portanto, graças à prévia realização da revisão bibliográfica e à experiência prática do autor com os ensaios realizados e com a prática de inspeção de pontes, foi possível fazer um trabalho de campo satisfatório que levantou praticamente todos os subsídios desejáveis segundo a proposta do Capítulo 2.

CONCLUSÕES

Conclusões propriamente ditas

- O método proposto sintetiza os aspectos mais relevantes encontrados na literatura técnica especializada e procura abranger os principais cenários possíveis de deterioração de estruturas, ou seja, de problemas de durabilidade. Embora esta Dissertação dê maior ênfase ao estudo da corrosão das armaduras, os principais mecanismos de deterioração dos materiais e da estrutura propriamente dita são contemplados. O método não se aprofunda em cada tema, mas propõe a sistematização de um roteiro de atividades que permite a obtenção do diagnóstico provável dentro das restrições existentes, baseando-se em metodologias científicas de investigação, teste e comprovação de hipóteses;
- O estudo de caso desta Dissertação é um exemplo da aplicação da metodologia proposta ao caso de uma ponte de concreto armado com problemas de durabilidade. Nele, pode-se observar o desdobramento prático das recomendações gerais sintetizadas no Capítulo 2 e identificar o conteúdo básico recomendável do relatório de uma inspeção detalhada. Esse estudo permite não apenas ilustrar a aplicação da metodologia proposta, mas também verificar sua eficácia para o diagnóstico e a descrição dos problemas existentes (gravidade, extensão e estimativa de evolução futura). De posse de tais informações foi possível formular as alternativas de intervenção com suficiente grau de confiabilidade e quantidade de dados sobre o estado da obra.
- Não há um único documento (norma, manual ou guia) que contemple com suficiente abrangência e profundidade os aspectos relacionados à inspeção, diagnóstico e avaliação do estado de conservação de OAEs sob o ponto de vista da durabilidade. É necessário conhecer e analisar criticamente um grande número de publicações e relatórios técnicos para subsidiar a proposta de um método tecnicamente adequado, economicamente viável e suficientemente abrangente, aprofundado e preciso para inspecionar, diagnosticar e classificar o estado de OAEs, visando a orientar a conduta corretiva e/ou preventiva dos problemas existentes. O documento brasileiro consultado que melhor aborda as questões de durabilidade que afetam as OAEs é a ETC21/002 da ARTESP, pois tem um parâmetro específico de classificação da obra sobre a óptica da durabilidade. Porém, não se pode desprezar o fato de que as orientações de classificação propostas são muitas vezes genéricas e imprecisas, podendo resultar em interpretações dúbias ou equivocadas, conforme discutido no Capítulo 1. Em âmbito internacional, certamente os dois documentos mais avançados na abordagem dos aspectos de durabilidade durante a inspeção de uma estrutura de concreto são os Boletins do CEB, em particular o 243 (*Strategies for testing and assessment of concrete structures*), e o manual de inspeção de estruturas com

corrosão do Instituto Eduardo Torroja, pois propõem diretrizes claras e aprofundadas para a realização de inspeção visual detalhada, ensaios e contém critérios de julgamento dos resultados (isolados) adequados. Adicionalmente, apresentam métodos de classificação geral da obra com base em modelos estocásticos, o que demonstra atualização da abordagem proposta. Entretanto, devem ser empregados com cautela, pois abordam estruturas de concreto em geral e não foram desenvolvidos particularmente para a inspeção de pontes;

- A maioria dos documentos consultados tem abordagem direcionada ao desempenho estrutural e funcional, deixando em segundo plano os aspectos relacionados à durabilidade da obra e de seus componentes. A durabilidade costuma ser enfocada de forma indireta, sendo considerada apenas quando tem impactos detectáveis e de curto prazo na segurança e estabilidade estrutural ou na adequação e segurança funcional. Portanto, é oportuno que se proponha diretrizes para a inspeção de OAES sob a óptica da durabilidade;
- A inspeção de pontes e viadutos de concreto é uma atividade que requer conhecimento de muitas áreas da engenharia e das ciências naturais, sendo fundamentais os conceitos de projeto e comportamento estrutural, métodos construtivos, propriedades dos materiais, patologia e durabilidade das estruturas, ensaios (destrutivos e não-destrutivos), procedimentos e materiais de recuperação, requisitos funcionais da obra, entre outros. Portanto, para a capacitação de engenheiros e equipes técnicas especializadas em inspeção de pontes e viadutos de concreto é necessário criar cursos de formação teórica e prática (também incluídos nos cursos de graduação como disciplinas regulares), pois não se trata de atividade trivial de engenharia. É preciso que tais cursos transmitam de forma adequada os conceitos multidisciplinares e a experiência prática de campo que são fundamentais para a adequada coleta e análise de dados e classificação do estado das OAEs. É relevante também que a qualificação (treinamento) das equipes técnicas seja periódica, sempre mantida por cursos de reciclagem, atualização e intercâmbio de informações e experiências. Por fim, as equipes devem ser avaliadas periodicamente por meio de exames teóricos e práticos para verificar e certificar a qualidade e a padronização dos procedimentos de inspeção e coleta de dados, podendo-se emitir certificados de capacitação com validade limitada. Assim, eleva-se o nível técnico das inspeções de pontes, dos relatórios de inspeção e dos procedimentos de manutenção;
- Ainda que se note um esforço do meio técnico internacional para desenvolver normas e manuais que proponham um critério inteiramente objetivo e totalmente abrangente de avaliação e classificação das OAEs, tal meta é muito difícil de ser atingida. Isso ocorre, pois há um sem-número de sistemas estruturais, condições executivas, solicitações estruturais e ambientais, idades e graus de deterioração das OAEs de concreto armado e protendido. Por essa razão, acredita-se que nenhum método que se valha de critérios numéricos ou tabulares de classificação segundo critérios preestabelecidos poderá permitir a avaliação e julgamento do estado de uma OAE sem que haja um mínimo de análise crítica, ou seja, uma interferência “aparentemente” subjetiva do(s) engenheiro(s) especialista(s) responsável(is) que é formalizada pelo **parecer técnico** emitido na forma de texto e não apenas como uma atribuição de “notas” ou do preenchimento de

tabelas com o “resumo” da inspeção. O que se propõe é um ingrediente fundamental ao julgamento sensato e coerente de uma OAE isolada ou de um conjunto de obras. Como já discutido, métodos de classificação puramente numéricos ou tabulares não permitem a análise conjunta de todas as informações disponíveis, conduzindo a simplificações muitas vezes grosseiras que podem gerar resultados inadequados;

- A normalização brasileira, embora tenha apresentado esforços de melhoria e atualização, ainda tem lacunas, definições vagas e generalizações nos textos propostos que permitem a realização de inspeções, avaliações e julgamentos com baixo grau de homogeneidade, repetibilidade e compatibilidade entre trabalhos realizados por distintas equipes. Além do aprimoramento dos textos e diretrizes, a **obrigatoriedade** e não apenas sugestão de uma formação técnica adequada das equipes de inspeção certamente reduziria as inconsistências observadas atualmente. A norma do DNIT sugere a qualificação mínima recomendada aos profissionais, porém não estabelece como deve ser o processo de formação e nem define os meios pelos quais avaliar e certificar os profissionais qualificados. No Brasil, não foram encontrados estudos para estimar a profundidade e extensão da heterogeneidade de qualificação das equipes técnicas, fato que impossibilita avaliar seu impacto nas propostas de conduta de manutenção, custos e segurança. Nesse campo, os programas de capacitação, reciclagem e avaliação de profissionais existentes nos EUA, Europa e México merecem destaque por gerarem resultados valiosos à melhoria do processo de inspeção de pontes;
- Possivelmente, o campo que requer maior evolução no Brasil é a aplicação de métodos de ensaio para a obtenção de dados complementares e aprofundados sobre as obras estudadas. Apenas uma pequena parcela das obras nacionais são efetivamente inspecionadas com ensaios e não meramente submetidas a uma observação visual (vistoria). A seleção dos métodos mais apropriados, a definição dos critérios de amostragem e a adoção de critérios claros de análise e julgamento dos resultados ainda são muito pouco explorados pelos documentos nacionais e, conseqüentemente, pelo meio técnico;
- O método proposto por esta Dissertação – mais aprofundado, sistematizado e executado por equipes qualificadas e munidas de instrumentos e ensaios apropriados – pode parecer inviável sob os aspectos técnicos e econômicos quando se faz uma análise imediatista. Contudo, o resultado desses trabalhos, ou seja, a manutenção da infraestrutura existente, por meio de intervenções mais eficazes e devidamente priorizadas quanto à urgência, produzirá sensível melhoria nas condições das OAEs com pequeno aumento no custo global do sistema de manutenção das obras. Uma analogia com empreendimentos de novas estruturas pode justificar tal afirmação: a etapa de projeto representa uma pequena parcela do custo global (usualmente inferior a 2%), contudo, o aprofundamento do estudo de alternativas e a análise da relação custo-benefício de certas soluções técnicas pode produzir um empreendimento muito mais eficiente e econômico no curto e no longo prazo (custo de construção e de manutenção, respectivamente). A etapa de inspeção e recomendações de conduta pode ser comparada à de projeto, demonstrando que o aumento no custo “inicial” e na complexidade do processo pode, no longo prazo, trazer vantagens. Tendo-se

em conta que qualquer estudo de viabilidade de ações sobre OAEs deve ser feito em um horizonte de várias décadas (longo prazo), fica demonstrado que inspeções mais aprofundadas e, portanto, “caras” têm uma relação custo-benefício melhor dentro do programa de manutenção de OAEs de uma via;

- Os **critérios de avaliação e classificação** de um método de inspeção de OAEs de concreto devem guardar íntima relação com a relevância dos problemas encontrados para o comprometimento dos **requisitos de desempenho** de cada obra no curto, médio e longo prazo. Assim, os problemas existentes devem ser julgados por sua importância na redução da capacidade da estrutura e de seus elementos de atenderem às necessidades dos usuários e não apenas por seu aspecto visual e comprometimento isolado;
- Os resultados de inspeções servem também para **fornecer subsídios para a melhoria da qualidade dos projetos de novas obras**, aperfeiçoando seu desempenho estrutural, funcional, de durabilidade e estético.

A incerteza na inspeção de pontes e viadutos de concreto

Por mais detalhado que seja o método de inspeção e mais precisos os procedimentos e medidas empregados, a incerteza permanece, ainda que sob limites mais controlados e adequados. José Henrique Vuolo²⁸, Professor de Matemática e Estatística da USP, introduz seu livro “Fundamentos da teoria dos erros” com o interessante e oportuno texto a seguir²⁹:

*“Embora este Guia forneça um esquema de trabalho para atribuir incerteza, ele não pode substituir **pensamento crítico, honestidade intelectual e habilidade profissional**. A avaliação da incerteza não é uma tarefa de rotina, nem um trabalho puramente matemático; depende do conhecimento detalhado da natureza do mensurando e da medição. Assim, a qualidade e utilidade da incerteza apresentada para o resultado de uma medição dependem, em última instância, da compreensão, análise crítica e integridade daqueles que atribuíram valor à mesma”.*

Tais idéias e o livro citado tratam da avaliação de resultados gerados por medidas feitas sobre um objeto de estudo qualquer. Apesar do aspecto genérico das afirmações, os conceitos aplicam-se bem ao caso da inspeção de pontes e viadutos de concreto. É preciso conhecer o que se está inspecionando, o comportamento e as propriedades dos elementos e materiais, os meios empregados para levantar os dados,

²⁸ VUOLO, J.H. **Fundamentos da teoria dos erros**. 1992. Edgar Blücher: São Paulo. 249 p.

²⁹ Tradução de trecho do “**Guide to the expression of uncertainty in measurement**”, 1993 (BIPM, IEC, IFCC, ISO, IUPAC, OILM).

as limitações das medidas e as possíveis fontes de erro e incerteza. Aliando esse conhecimento ao senso crítico e à experiência de profissionais qualificados, pode-se realizar a inspeção de uma ponte de forma tecnicamente correta e com um nível de confiabilidade aceitável. **As ferramentas de que a Engenharia pode lançar mão não dispensam as habilidades destacadas acima.**

Essa Dissertação é uma contribuição ao conhecimento atual sobre o tema. Procurou-se aplicar os conceitos acima no processo de inspeção de pontes, buscando **lidar com as incertezas de forma adequada para viabilizar a formação de um juízo sobre o estado da obra** e orientar as intervenções necessárias à sua manutenção.

Transferência ao meio técnico e à sociedade

As principais contribuições desta Dissertação ao meio técnico foram:

- Discussão e análise crítica do conhecimento técnico atual sobre o tema, fornecendo uma visão geral do estado-da-arte na área desta pesquisa. Assim, esta Dissertação pode ser usada como mais um instrumento de capacitação de profissionais responsáveis por inspeções de OAEs;
- Demonstração de que nenhum método existente, inclusive o proposto nesta Dissertação, é suficientemente abrangente e aprofundado para orientar o processo de inspeção, diagnóstico, avaliação, julgamento de pontes e viadutos de concreto afetadas por problemas de durabilidade;
- Sistematização de um método de inspeção de OAEs que se vale das propostas mais interessantes dos métodos existentes consultados, podendo orientar inspeções detalhadas de estruturas deterioradas de forma mais abrangente e aprofundada nas questões de durabilidade;
- Fornecimento de subsídios para a discussão e revisão de textos normativos e manuais de inspeção existentes, tais como o da norma ABNT que está em revisão, após quase 20 anos de vigor sem alterações.

Sugestões para o prosseguimento de pesquisas

A partir da redação desta Dissertação e da execução do estudo de caso, identificaram-se alguns tópicos que merecem aprofundamento e maior estudo:

- Estabelecimento de critérios de classificação de OAEs que estejam diretamente relacionados com o desempenho da obra, ou seja, critérios que avaliem os problemas por suas conseqüências reais presentes e futuras (impacto no desempenho estrutural, funcional e de durabilidade) e não apenas por seu “aspecto visual” ou por resultados de ensaios realizados. Em outras palavras,

procurar estabelecer critérios de desempenho para balizar o julgamento dos resultados, procurando evitar requisitos subjetivos ou indiretos;

- Desenvolvimento de novos métodos de ensaio que sejam viáveis econômica e tecnicamente para a inspeção de pontes, uma vez que diversos ensaios existentes são empregados com restrições devido a dificuldades de acesso, grande extensão de áreas a serem ensaiadas, custos elevados, entre outros;
- Emprego no Brasil de forma sistemática e freqüente de métodos de ensaio e equipamentos que já demonstraram uso bem-sucedido no exterior, tais como: eco-impacto, radar, medida da taxa de corrosão do aço em campo pelo método da impedância eletroquímica e não apenas pelo da resistência de polarização ou perda de seção de barras expostas, medidas da difusividade de gases e líquidos no concreto por métodos de campo, entre outros. Embora alguns envolvam investimentos iniciais elevados, certamente mostrar-se-ão viáveis quando consideradas sua maior precisão, agilidade, qualidade dos resultados gerados e a possibilidade de aplicação em grande escala na malha viária do país.
- Automação de métodos de ensaio de mapeamento de propriedades dos materiais e da estrutura para agilizar os trabalhos de campo e viabilizar a inspeção de grandes áreas e seu acompanhamento periódico;
- Criação de um banco de dados em nível nacional (a exemplo do que existe nos EUA, Europa e México) do patrimônio existente de OAEs, para a identificação e análise estatística dos principais problemas, orientação das prioridades de intervenção e previsão de gastos futuros de manutenção;
- A partir da análise dos principais problemas existentes e sintetizados no banco de dados citado no item anterior, elaborar um conjunto de recomendações de projeto e execução para aumentar a durabilidade de novas OAEs e facilitar sua inspeção e manutenção. Os documentos gerados poderão ser publicados por entidades como a ABNT, IBRACON, ABECE, IBAPE, entre outras, visando a divulgar amplamente no meio técnico nacional o aprendizado oriundo da observação de obras antigas, para melhorar as concepções e soluções de projeto adotadas atualmente e obter obras mais duráveis, com manutenção mais fácil e econômica.

“Pasma sempre quando acabo qualquer coisa. Pasma e desolo-me. O meu instinto de perfeição deveria inibir-me de acabar; deveria inibir-me até de dar começo. Mas distraio-me e faço. O que consigo é um produto, em mim, não de uma aplicação de vontade, mas de uma cedência dela. Começo porque não tenho força para pensar; acabo porque não tenho alma para suspender. Este livro (esta Dissertação) é a minha cobardia.”

Livro do Desassossego – Fernando Pessoa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA REGULADORA DE SERVIÇOS PÚBLICOS DELEGADOS DE TRANSPORTE NO ESTADO DE SÃO PAULO (ARTESP). **Controle das condições estruturais, funcionais e de durabilidade das OAEs**. ET-00.000.000-0-C21/002. São Paulo, 1999.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE AND HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS. **Manual of condition evaluation of bridges**. 2nd ed. AASHTO, 1998. 148 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Causes, evaluation and repair of cracks in concrete structures. ACI 224.1 R-93. In: **ACI Manual of concrete practice**. Detroit, 2004.

_____. Guide for making a condition survey of concrete in service. ACI 201.1 R-92. In: **ACI Manual of concrete practice**. Detroit, 2004.

_____. In-place methods to estimate concrete strength. ACI 228.1R-95. In: **ACI Manual of concrete practice**. Detroit, 2003.

_____. Nondestructive test methods for evaluation of concrete in structures. ACI 228.2R-98. In: **ACI Manual of concrete practice**. Detroit, 2003.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard method for field measurement of soil resistivity using the Wenner four-electrode method. ASTM G 57. In: **Annual Book of ASTM Standards**. Philadelphia, 2000.

_____. Standard method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete. ASTM C 876. In: **Annual Book of ASTM Standards**. Philadelphia, 2000.

_____. Standard test method for cement content of hardened Portland cement concrete. ASTM C 85. In: **Annual book of ASTM Standards**. Philadelphia, 1992.

_____. Standard test method for acid-soluble chloride in mortars and concrete. ASTM C 1152. In: **Annual book of ASTM standards**. Philadelphia, 1992.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Guideline for structural condition assessment of existing buildings**. ASCE: New York, 1991.

ANDRADE, J.J.O. **Contribuição à previsão da vida útil das estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão de armaduras: iniciação por cloretos**. 2001. 249 p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2001.

ANUÁRIO ESTATÍSTICO DO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO. EMCAPA.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto**. NBR-5739. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **Barras laminadas de aço comum para concreto armado**. EB 3. Rio de Janeiro, 1939. (Fonte de consulta: biblioteca do IPT – SP).

_____. **Cálculo e execução de pontes de concreto armado**. NB 2. Rio de Janeiro, 1943. (Fonte de consulta: biblioteca do IPT – SP).

_____. **Concreto endurecido - Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão**. NBR-7584, 1992.

_____. **Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto**. NBR-7680. Rio de Janeiro, 1983.

_____. **Projeto e execução de estruturas de concreto**. NBR-6118. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **Vistorias de pontes e viadutos de concreto**. NBR-9452. Rio de Janeiro, 1986.

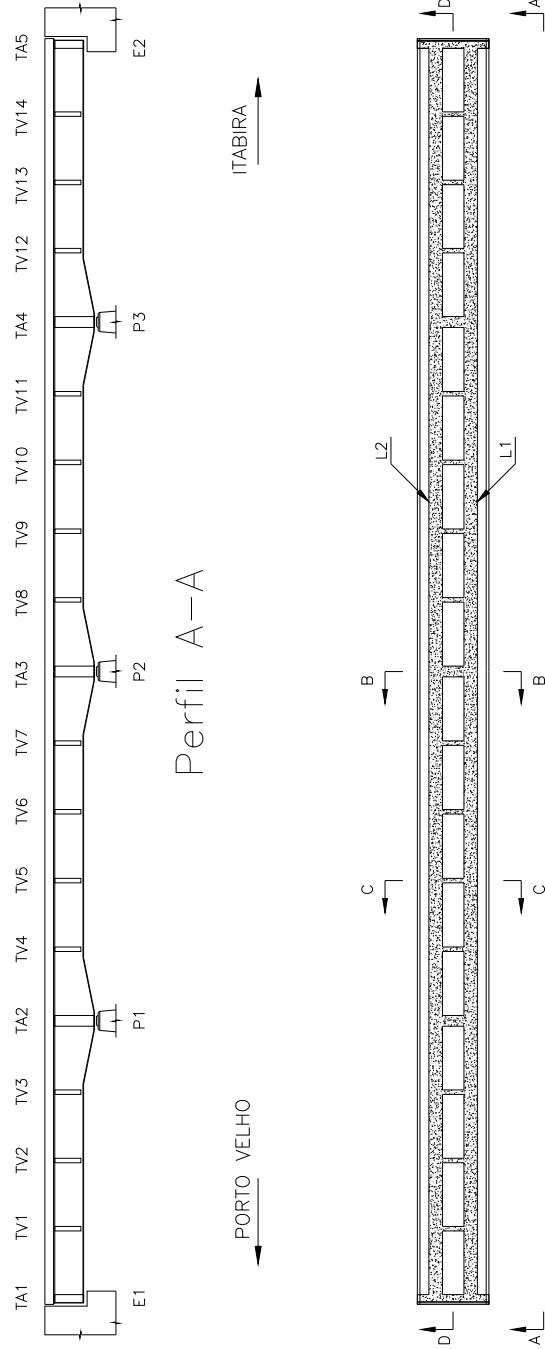
BRINCKERHOFF, P. **Bridge inspection and rehabilitation: a practical guide**. Edited by SILANO, L.G. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1993. 288 p.

- BRITO, J. BRANCO, F. A., THOFT-CHISTENSEN, P., SORENSEN, J. D. An expert system for concrete bridge management. **Engineering Structures**. vol. 19, n. 7, pp 519-526. UK, 1998.
- BUSSAB, W. O.; MORETTIN, P.A. **Estatística básica**. 5.ed. São Paulo: Saraiva, 2003. 526 p.
- CALAVERA, J.R. **Cualidades de los informes de patología estructural: formación, experiencia y intuición**. Cuadernos INTEMAC. n. 49, Madri, 2003.
- CALVO, O. Problemas de durabilidad en las estructuras de hormigón de la dirección general de carreteras del Ministerio de fomento. XV CURSO DE ESTUDIOS MAYORES DE LA CONSTRUCCIÓN. **Anais**. Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, Madrid, 2001.
- CÁNOVAS, M.F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado**. São Paulo Ed.PINI, 1988. 522p.
- CASAS, J. R. Durabilidad y seguridad de puentes existentes: como podemos medirlas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 42., **Anais**. Fortaleza, 2000.
- COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. **Diagnosis and assessment of concrete structures**. State of the art report. Boletim 192. Lausanne: CEB, 1989. 120 p.
- _____. **Durable concrete Structures**. Design Guide. Boletim 183. Lausanne: CEB, 1992.
- _____. **Strategies for testing and assessment of concrete structures**. Guidance report. Boletim 243. Lausanne: CEB, 1998. 184 p.
- _____. **Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading (redesign)**. Boletim 162. Lausanne: CEB, 1983.
- _____. **New approach to durability design – An example for carbonation induced corrosion**. Boletim 238. Lausanne: May, 1997.
- COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL. **Determinação do grau de agressividade de meio aquoso ao concreto: Procedimento**. São Paulo, 1988.
- CONVÊNIO PREFEITURA MUNICIPAL DE PORTO ALEGRE – FUNDATEC / UFRGS. **Vistoria e avaliação de obras-de-arte municipais**. Porto Alegre, 1991.
- CUNHA, A. et al. **Acidentes estruturais na construção civil**. Vol. 1 e 2, Ed. PINI. São Paulo, 1996.
- DAL MOLIN, D.C.C. **Fissuras em estruturas de concreto armado: análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no estado do Rio Grande do Sul**. 1988. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1988.
- DAS, P. C. Application of reliability analysis in bridge management. **Engineering Structures**. vol. 20, n.11, pp 957-959. UK, 1998.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido – procedimento**. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. DNIT-010/2004. Rio de Janeiro, 2004.
- DESCARTES, R. **Discurso do método**. 1.º ed. Coleção a obra-prima de cada autor. São Paulo: Martin Claret, 2002. 70 p.
- DÍAZ BRITO, N.E. **Avaliação do grau de corrosão das armaduras em estruturas com concreto carbonatado**. 1997. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1997.
- DUNKER, K.; RABBAT, B. Why America's bridges are crumbling. **Scientific American**. 1993.
- ESTADOS UNIDOS. NATIONAL RESEARCH COUNCIL. STRATEGIC HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **Condition evaluation of concrete bridges relative to reinforcement corrosion**. Vol. 1-Vol. 8. National Research Council Press. Washington DC, 1993.
- FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Cost of corrosion in the USA**. Report FHWA-RD-01-156. Appendix D: Highway bridges. Disponível em: <http://www.corrosioncost.com>. Acesso em 05 de set. de 2003.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Guidance for good bridge design**. Boletim 9. Lausanne: fib, 2000.
- _____. **Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures**. Boletim 22. Lausanne, 2003.

- GAVILÁN, S.; GARUJA, J.C. Resistencia del concreto, carbonatación, recubrimiento, y corrosión de armaduras – estudios de los valores obtenidos en ensayos realizados en 61 puentes de la Ruta 1. In: Congresso do Instituto Brasileiro do Concreto, 43., Foz do Iguaçu, 2001. **Anais. IBRACON**, 2001.
- GONZÁLEZ, J.A.; FELIÚ, S.; RODRIGUEZ, P.; RAMÍREZ, E.; ALONSO, C.; ANDRADE, C. Some questions on the corrosion of steel in concrete – Part I: when, how and how much steel corrodes. **Materials and structures**. Vol. 29, Jan-Feb, pp. 40-46, 1996.
- GOWERS, K. R.; MILLARD, S. G. Measurement of concrete resistivity for assessment of corrosion severity of steel using Wenner technique. **ACI Materials Journal**. n. 96, Sep/Oct, 1999.
- GUIMARÃES, A.T.C. **Vida útil de estruturas de concreto armado em ambientes marítimos**. 2000. 241 p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2000.
- HELENE, P. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993. 231 p. Tese (Livre-Docência). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1993.
- _____. Envelhecimento e Inspeção de Pontes e Viadutos. São Paulo, **Engenharia Estrutural, Ciência & Tecnologia**, ABECE, n. 1, Primeiro trimestre 1998. p. 13-26.
- HORTA, E. F. Sistemas de gerenciamento de obras-de-arte. **Revista Téchné**. São Paulo, n.9, 2000.
- INDUSHOBHA, N., CHENGALUR-SMITH, D. B., HAROLD, L. P. Modeling the cost of bridge rehabilitation. **Transportation research**. vol. 31, n. 4, pp 281-293. UK, 1997.
- INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **Guidelines for quality management system documentation**. ISO-10013. Geneva, 1995.
- _____. **Quality management systems – Requirements**. ISO-9001. Geneva, 2000.
- IZQUIERDO, D. **Bases de diseño para un tratamiento probabilista de los procesos de corrosión de la armadura en el hormigón**. 2003. 456 p. Tesis Doctoral – Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales Y Puertos. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid, 2003.
- KHAN, M.S. Bridge management systems: present and future. **Concrete International**. Aug., 2000.
- KLEIN, D. L. et. al. Critérios adotados na vistoria e avaliação de obras-de-arte. In: XXV Jornadas Sul-Americanas de engenharia estrutural. **Anais**. Porto Alegre, 1991.
- LANDMANN, R. Inspeção de obras-de-arte especiais rodoviárias das regiões sul e sudeste do Brasil. **Relatório técnico**. Brücken Engenharia de Inspeção de Estruturas. São Paulo, 2001.
- LANER, J.F. **Manifestações patológicas nos viadutos, pontes e passarelas do Município de Porto Alegre**. 2001. 145 p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2001.
- LENCIONI, J.W. **Proposta de manual para inspeção de pontes e viadutos de concreto armado e protendido**. Dissertação (Mestrado) em desenvolvimento. Divisão de Engenharia de Infraestrutura Aeronáutica do Instituto Tecnológico de Aeronáutica. São José dos Campos, (no prelo).
- LIANG, M. T et al. Service life prediction of reinforced concrete structures. **Cement and concrete research**. New York, n. 29, pp. 1411-1418, 1999.
- LICHTENSTEIN, N. **Patologia das construções: procedimento para formulação do diagnóstico de falhas e definição de conduta adequada à recuperação de edificações**. 1985. 190 p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1985.
- MAGALHÃES, C. P. FOLLONI, R. FURMAN, H. Análise da patologia das obras-de-arte do Município de São Paulo. Simpósio nacional de reforços, reparos e proteção das estruturas de concreto. **Anais**. EPUSP. pp. 3-17. São Paulo, 1989.
- MALLET, G.P. **Repair of concrete bridges**. Thomas Telford. UK, 1996.
- MARTÍNEZ, M.M. **El fenómeno de la corrosión y su efecto en la infraestructura de puentes en México**. In: CONCRETO COLLOQUIA, São Carlos, 2003. **Anais**.
- MENDONÇA, T., VILLAR, M., BRITO, V. Sistema de gestão de obras-de-arte. Repar 2000 – Encontro nacional sobre conservação e reabilitação de estruturas. **Anais**. Portugal, 2000.
- METHA, P. K. Advances in Concrete Technology. **Concrete International**, 1999, n. 6. p.69-75.
- NINCE, A.A. **Levantamento de dados sobre a deterioração de estruturas na região Centro-Oeste**. 1996, 160p. Dissertação (Mestrado). Universidade de Brasília. Brasília, 1996.

- NUEMBERGER, U. Corrosion induced failures of prestressed concrete structures. In: First fib Congress on Concrete Durability. **Proceedings**. Lausanne, 2002.
- ØRESUNDSBRO KONSORTIET, **Crossing the Øresund**. Technical Report, Copenhagen, 2001. Disponível em: www.oeresundsbron.com. Acesso em 27.08.2004.
- PANOSSIAN, Z. **Corrosão e proteção contra corrosão em equipamentos e estruturas metálicas**. São Paulo. Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1993.
- PHARES, B.M.; ROLANDER, D.D.; GRAYBEAL, B.A.; WASHER, G.A. Reliability of visual bridge inspection. **Public Roads**, Washington, vol. 64, n. 5, p. 22-29, 2001.
- _____. Studying the reliability of bridge inspection. **Public Roads**, Washington, vol. 64, n. 3, p. 15-19, 2000.
- PROGRAMA IBERO-AMERICANO DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA PARA O DESENVOLVIMENTO. CYTED. **Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado**. 2.ed. RINCÓN, O, CARRUYO, A., ANDRADE, C., HELENE, P., DÍAZ, J. (Ed.). Madrid, 1998.
- REPETTE, W. L. **Contribuição à inspeção de segurança de estruturas acabadas de concreto armado**. 160 p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1991.
- REUNION INTERNACIONAL DE LABORATOIRES D'ESSAIS ET MATERIAUX. Damage classification of concrete structures. **Materials and Structures**. vol. 24, n. 142, 1991.
- RIBEIRO, L. Povo que morres num rio. **Revista Visão**. Lisboa, n. 417, pp. 34-41, de 2001.
- RICH, A. Pons. **The Roman Bridge (Smith's Dictionary, 1875)**. Disponível em: www.ukans.edu/history/index/europe/ancient_rome/E/Roman/Texts/secondary/SMIGRA*/Pons.html.
- RODRÍGUEZ, J.; ARAGONCILLO, J.; ANDRADE, C.; IZQUIERDO, D. **Manual de evaluación de estructuras afectadas por corrosión de la armadura**. CONTECVET-IN 309021. Madrid, 2002. 152p.
- ROSTAM, S. Service life of concrete structures – a design approach for the future. In: CONCRETO COLLOQUIA, São Carlos, 2003. **Anais**. CD-ROM.
- SCHNEIDER, J. **Introduction to safety and reliability of structures**. Zürich: International Association for Bridge and Structural Engineering, 1997. 138 p.
- STAHL, F. L.; GAGNON, C. P. **Cable corrosion in bridges and other structures: causes and solutions**. New York: ASCE Press, 1996. 224 p.
- STEWART, M.G.; ROSOWSKY, D.V.; VAL, D.V. Reliability-based bridge assessment using risk-ranking decision analysis. **Structural safety**, New York, n. 23 pp. 397-405, 2001.
- STUCCHI, F. R. **Pontes: Notas de aula**. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1999.
- TORRES, A. Periodo de la iniciación de la corrosión (t1) en estructuras de concreto expuestas a un ambiente marino. **Construlink**. n. 5, vol. 2. Lisboa, 2004.
- US ARMY CORPS OF ENGINEERS. **Bridge inspection, maintenance, repair**. Washington, 1994.
- VARGAS, M. **Metodologia da pesquisa tecnológica**. 1.º ed. Rio de Janeiro: Globo, 1985. 243 p.
- VAYSBURD, A. M. Rehabilitation of an elevated roadway bridge. **Bridge repair and rehabilitation. ACI Compilation 29**. 1996.
- VU, K.A.T; STEWART, M.G. Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models. **Structural safety**, New York, n. 22, pp. 313-333, 2000.
- VUOLO, J.H. **Fundamentos da teoria dos erros**. 1992. Edgar Blücher: São Paulo. 249 p.
- WALLBANK, E. J. The Performance of Concrete in Bridges. A Survey of 200 Highway Bridges. London. **Her Majesty's Stationery Office - HMSO**, Apr. 1989.

ANEXO A
LEVANTAMENTO
CADASTRAL
GEOMÉTRICO



Perfil A-A

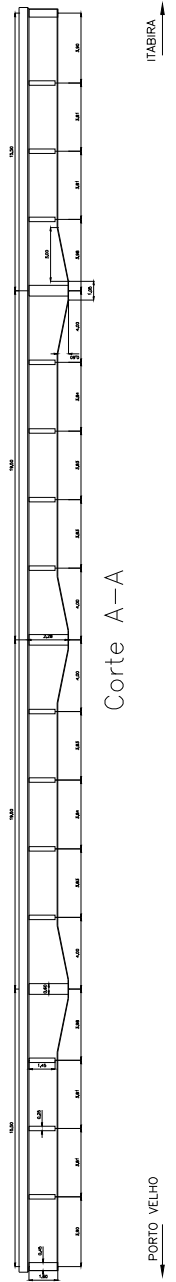
Planta

NOMENCLATURA

- E - encontro
- TA - viga transversina de apoio
- TV - viga transversina de vão
- L - viga longitudinal
- P - pilar

A3

COMPANHIA VALE DO RIO DOCE	ESTRADA DE FERRO VITÓRIA - MINAS RAMAL DE PORTO VELHO
PONTE SOBRE O RIO BUBÚ km 007 + 250	LEVANTAMENTO CADASTRAL GEOMETRICO
IDENTIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	EMISSÃO: março/2002
Eng. Resp.: Marcos Mitre e Paulo Helene	FOLHA 01/03 ESCALA: 1:100



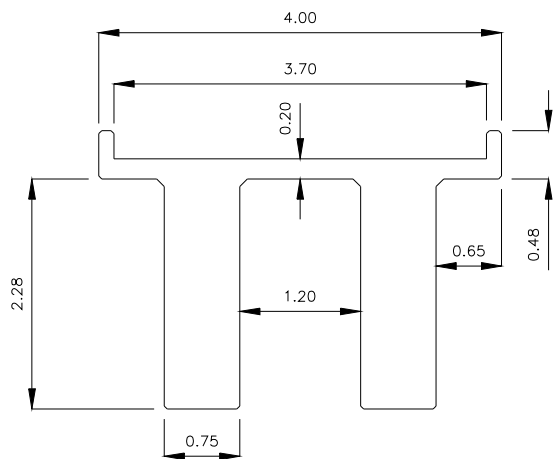
Corte A-A

Corte D-D

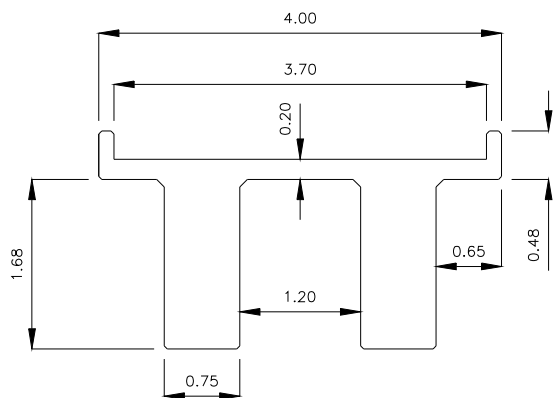
A3

NOTA
 O eixo do pilar P2 é o eixo de simetria longitudinal da estrutura.

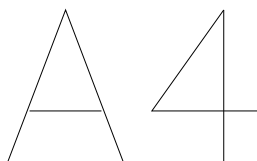
COMPANHIA VALE DO RIO DOCE	ESTRADA DE FERRO VITÓRIA – MINAS RAMAL DE PORTO VELHO
PONTE SOBRE O RIO BUBÚ km 007 + 250	LEVANTAMENTO CADASTRAL GEOMÉTRICO
SUPERESTRUTURA: PERFIL	EMISSÃO: março/2002 FOLHA 02/03
Eng. Resp.: Marcos Mitre e Paulo Helene	ESCALA: 1:200



Corte B-B
Apoios intermediários nos pilares



Corte C-C
Vãos e apoios nos encontros



COMPANHIA VALE DO RIO DOCE ESTRADA DE FERRO VITÓRIA - MINAS RAMAL DE PORTO VELHO		
PONTE SOBRE O RIO BUBÚ - km 007 + 250 LEVANTAMENTO CADASTRAL GEOMÉTRICO		
SUPERESTRUTURA: SEÇÃO TRANSVERSAL	EMIÇÃO: março/2002	FOLHA 03/03
Eng. Resp.: Marcos Mitre Paulo Helene		ESCALA: 1:50

ANEXO B
REGISTRO
FOTOGRAFICO
CADASTRAL



Fotografia 1 – Vista lateral panorâmica, face noroeste, sentido NO – SE.



Fotografia 2 – Vista lateral, face nordeste, sentido SO – NE.



Fotografia 3 – Vista lateral, face noroeste, apoio sobre pilar P2.



Fotografia 4 – Vista lateral, encontro E2 (Itabira), face SE.



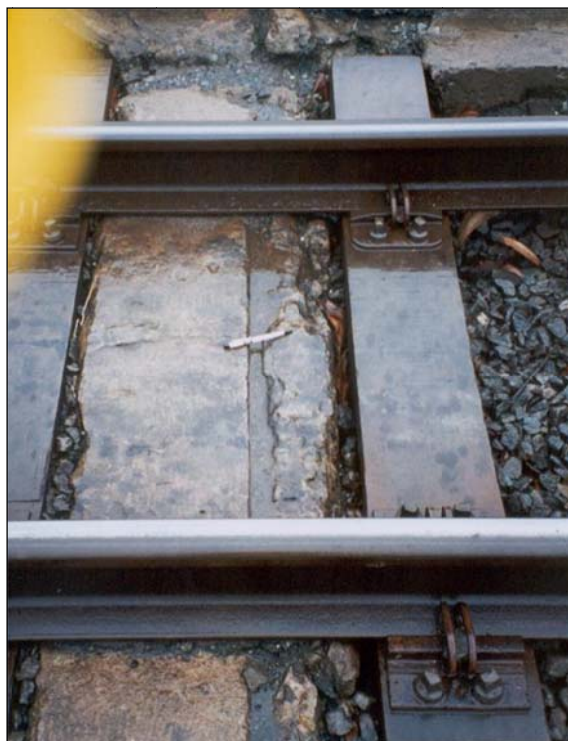
Fotografia 5 – Vista lateral, encontro E1 (Porto Velho), face SE.



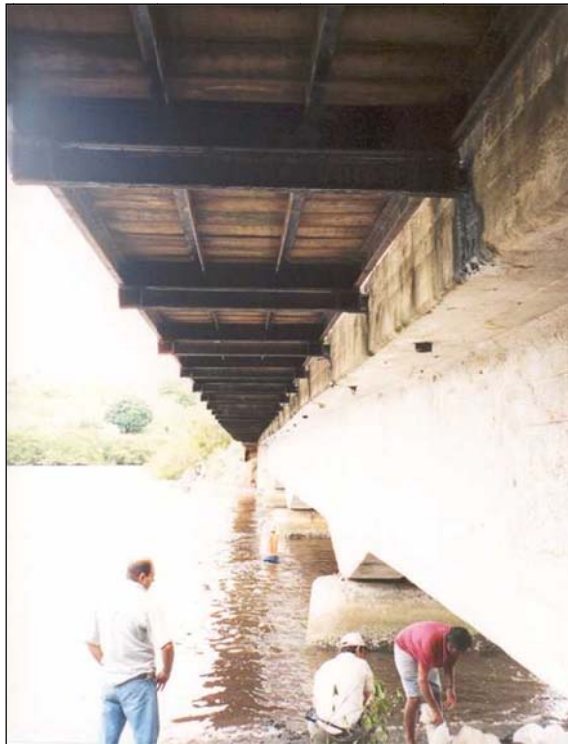
Fotografia 6 – Vista superior, lateral NO. Notar exposição da laje e furo de drenagem (buzinote).



Fotografia 7 – Vista transversal, junta do encontro E1 (Porto Velho), notar abertura de 30 mm.



Fotografia 8 – Vista transversal, junta do encontro E2 (Itabira), notar obstrução e deficiência de abertura de movimentação.

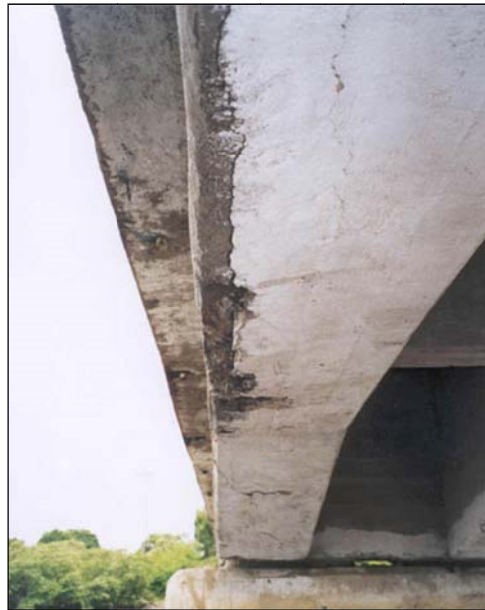


Fotografia 9 – Vista longitudinal inferior, sentido SO – NE, face NO. Passeio sobre vigas metálicas.



Fotografia 10 – Vista longitudinal superior, sentido SO – NE.

ANEXO C
REGISTRO
FOTOGRAFICO DAS
MANIFESTAÇÕES
PATOLÓGICAS



Fotografia 11 – Viga longarina L1, vão 4. Detalhe da longa fissura paralela às armaduras principais, indicando destacamento do concreto de cobrimento devido à expansão dos produtos de corrosão.



Fotografia 12 – Viga longarina L1, vão 2. Remoção da camada de chapisco projetado que apresenta baixa aderência ao concreto original da estrutura.



Fotografia 13 – Viga longitudinal L2, apoio sobre pilar P1. Detalhe do destacamento do concreto no fundo da viga devido à expansão dos produtos de corrosão dos estribos.



Fotografia 14 – Viga longitudinal L1, vão 3. Detalhe do destacamento do concreto de cobertura e exposição das armaduras principais e da luva de emenda (diâmetro maior).



Fotografia 15 – Viga longarina L1, vão 3. Destacamento do material de reparo e exposição das armaduras corroídas. Detalhe da espessura da camada de reparo sobre concreto original.



Fotografia 16 – Viga longarina L1, vão 4. Vista longitudinal inferior do fundo da viga, após remoção do concreto destacado e exposição das armaduras corroídas e ninhos de concretagem.



Fotografia 17 – Viga longitudinal L1, vão 3. Detalhe de grande ninho de concretagem no fundo da viga. Notar o acúmulo de argamassa abaixo das armaduras e de agregados graúdos acima das mesmas, indicando falha nas etapas de mistura, lançamento e adensamento do concreto, pois a compactação foi ineficiente e os agregados estão pouco envolvidos pela argamassa do concreto, além de terem sido retidos sobre as armaduras longitudinais. Notar também que as armaduras não estão envolvidas pelo concreto, o que compromete totalmente a aderência entre esses materiais.



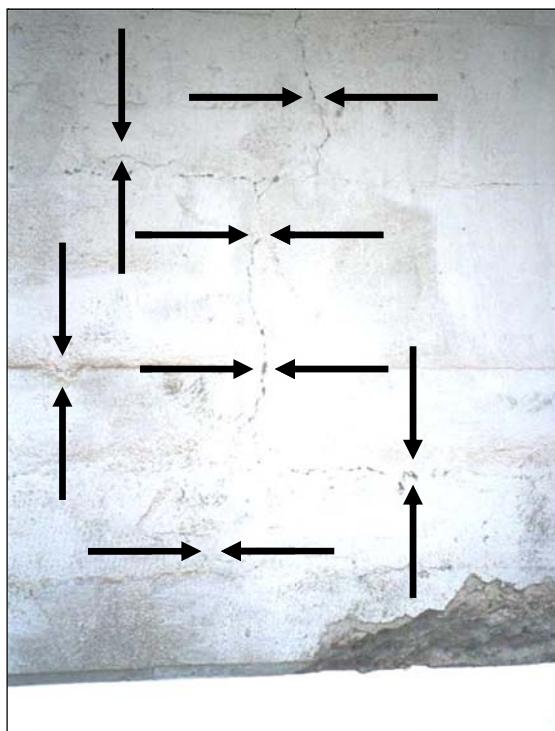
Fotografia 18 – Viga longitudinal L2, vão 2. Detalhe de estribo e das armaduras longitudinais mais externas da primeira e da segunda camada. Notar estágio avançado de corrosão e cor marrom-avermelhada dos produtos de corrosão.



Fotografia 19 – Viga longarina L2, vão 2. Notar estribos corroídos e linha horizontal de fratura do concreto denotando região de junta de concretagem. O exame visual minucioso indica claramente a existência de duas camadas distintas de concreto e a concentração de pasta de cimento no topo da camada inferior, gerada por exsudação.



Fotografia 20 – Viga longarina L1, vão 4, próximo ao apoio sobre pilar P3. Detalhe dos estribos corroídos e de manchas de produtos de corrosão sobre a superfície do concreto, denotando a grande solubilidade dos produtos formados devido à presença de íons cloreto e de elevados teores de umidade no concreto.



Fotografia 21 – Viga longitudinal L2, vão 2. Detalhe das fissuras verticais e horizontais existentes nas juntas de concretagem, indicando baixa aderência entre concretos lançados em etapas distintas.



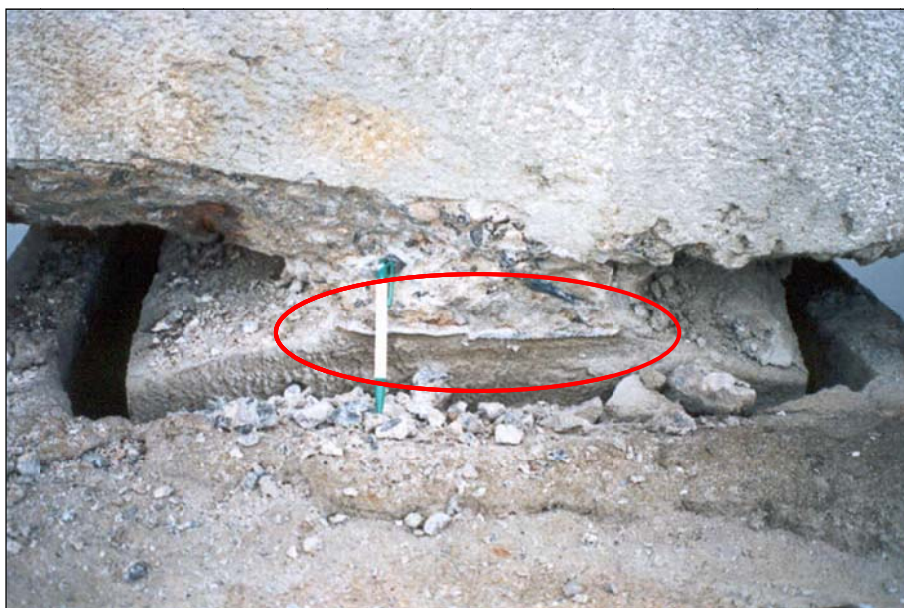
Fotografia 22 – Apoio da viga longitudinal L1 sobre o pilar P3. Detalhe da corrosão das armaduras do fundo da viga e do descolamento do concreto devido ao mau funcionamento do aparelho de apoio.



Fotografia 23 – Viga longarina L2, vão 3. Vista geral de área selecionada para estudo detalhado após remoção do concreto destacado e exposição das armaduras corroídas.



Fotografia 24 – Viga longarina L2, vista longitudinal, sentido NE – SO. Vista geral de duas áreas selecionadas para estudo detalhado após remoção do concreto destacado e exposição das armaduras corroídas.



Fotografia 25 – Apoio da viga longitudinal L1 sobre o pilar P3. Detalhe do esmagamento do aparelho de apoio de chumbo e do destacamento do concreto do fundo da viga devido ao mau funcionamento do aparelho de apoio. Notar também o envolvimento do pilar por talha-mar até o topo.



Fotografia 26 – Apoio da viga longitudinal L1 sobre o pilar P2. Notar fissuração do talha-mar.



Fotografia 27 – Parede lateral de contenção do aterro do encontro Porto Velho, face SE. Notar rachadura indicando possível movimentação do aterro.!



Fotografia 28 – Vista inferior de viga metálica transversal de apoio da passarela lateral. Notar estágio avançado de corrosão e manchas de umidade e musgos.



Fotografia 29 – Vista superior de viga transversal de apoio da passarela lateral. Notar estado de corrosão do perfil metálico e das armaduras da mureta lateral da laje.



Fotografia 30 – Vista inferior de buzinote quebrado e com manchas laterais na laje, indicando má instalação do mesmo.