

Publicação IPR 744

**MANUAL DE RECUPERAÇÃO DE PONTES
E VIADUTOS RODOVIÁRIOS**

2010

MINISTRO DOS TRANSPORTES
Dr. Paulo Sérgio Oliveira Passos

DIRETOR GERAL DO DNIT
Dr. Luiz Antonio Pagot

DIRETOR EXECUTIVO DO DNIT
Engº José Henrique Coelho Sadok de Sá

INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS
Engº Chequer Jabour Chequer

MANUAL DE RECUPERAÇÃO DE PONTES E VIADUTOS RODOVIÁRIOS

EQUIPE TÉCNICA:

Eng.º José Luís Mattos Britto Pereira – Coordenador - Engesur
Eng.ª Maria Lúcia Barbosa de Miranda – Supervisora - Engesur
Eng.º Arnaldo Fainstein – Consultor - Engesur
Téc.º Luiz Carlos Aurélio – Informática - Engesur
Téc.ª Carolina Lima de Carvalho – Informática - Engesur
Téc.ª Célia de Lima M. Rosa

COMISSÃO DE SUPERVISÃO

Eng.º Gabriel de Lucena Stuckert – Coordenador Técnico – IPR/DNIT
Eng.º Pedro Mansour – Supervisor Técnico – IPR/DNIT
Bibl.ª Heloisa Maria Moreira Monnerat – IPR/DNIT

COLABORADORES:

Eng.º Edimarques Magalhães – CGDESP/DNIT
Eng.º Jorge Nicolau Pedro – IPR/DNIT
Eng.º Arjuna Sierra – IPR/DNIT
Bibl.ª Tânia Bral Mendes – Apoio Administrativo – IPR/DNIT
Estat. Dener dos Santos Coelho – Informática – IPR/DNIT

Brasil. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria Executiva. Instituto de Pesquisas Rodoviárias.
Manual de recuperação de pontes e viadutos rodoviários. - Rio de Janeiro, 159p. (IPR. Publ., 744).

1.Pontes - Manutenção e reparos - Manuais. 2. Viadutos – Manutenção e reparos – Manuais.I. Série. II. Título.

CDD 624.282

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES
DIRETORIA GERAL
DIRETORIA EXECUTIVA
INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS

Publicação IPR 744

**MANUAL DE RECUPERAÇÃO DE PONTES
E VIADUTOS RODOVIÁRIOS**

RIO DE JANEIRO
2010

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES
DIRETORIA GERAL
DIRETORIA EXECUTIVA
INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS
Rodovia Presidente Dutra, km 163 – Vigário Geral
Cep: 21240-000 – Rio de Janeiro – RJ
Tel.: (21) 3545-4504
Fax: (21) 3545-4482/4600

e-mail.: ipr@dnit.gov.br

TÍTULO: MANUAL DE RECUPERAÇÃO DE PONTES E VIADUTOS RODOVIÁRIOS

Elaboração: DNIT / ENGESUR
Contrato: DNIT / ENGESUR 264 / 2007 – IPR

Aprovado pela Diretoria Colegiada do DNIT em 23 / 11 / 2010

Processo Administrativo: 50607.000.467/10-89

APRESENTAÇÃO

O Manual de Recuperação de Pontes e Viadutos Rodoviários, editado pela primeira vez pelo IPR/DNIT, é bastante oportuno porque, além de indicar os procedimentos de recuperação, define o que se pode esperar de uma obra dita recuperada.

Aplica-se a todas as obras de concreto, tendo, entretanto, como alvo principal as pontes e viadutos de concreto armado.

O Manual de Recuperação de Pontes e Viadutos Rodoviários tem por objetivo listar as principais patologias das pontes e viadutos rodoviários de concreto armado, convencional ou protendido, identificando-as e indicando ações preventivas e de tratamento; outras obras de concreto, entretanto, podem valer-se das indicações e conceitos emitidos no Manual.

São indicadas as operações de identificação e tratamento de patologias que visam restabelecer as condições atuais da estrutura, sem reforçá-la; convém, entretanto, enfatizar que inspeções regulares e manutenção adequada e continuada são procedimentos imprescindíveis para garantir e prolongar a vida útil da estrutura e que a ausência de defeitos visíveis não implica em adiar ou limitar os procedimentos indicados.

Assim, a publicação deste representa um auxiliar no diagnóstico das patologias das pontes e viadutos rodoviários, indicando as ações preventivas e corretivas, visando prolongar a vida útil das obras.

Engº Civil CHEQUER JABOUR CHEQUER

Gerente de Projeto – DNIT

Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI – American Concrete Institute

BRE – Building Research Establishment

CEB – Comité Euro-International du Béton

CONCRETE SOCIETY – The Concrete Society

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

FIP – Fédération Internationale de la Précontrainte

ICRI – International Concrete Repair Institute

IPR – Instituto de Pesquisas Rodoviárias

NBR – Norma Brasileira

RILEM – Réunion International des Laboratoires d'Essais et des Recherches sur les Matériaux et les Constructions

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURAS

Figura 1 – Fissura típica de assentamento plástico	48
Figura 2 – Fissuras típicas de retração plástica do concreto	49
Figura 3 – Fissuras e trincas precoces.....	49
Figura 4 – Fissuras e trincas na alma devidas à retração e/ou temperatura	50
Figura 5 – Trincas ou fissuras típicas provocadas por corrosão de armaduras.....	50
Figura 6 – Fissuras de retração na alma da viga	51
Figura 7 – Fissuras típicas de flexão, força cortante, variação de temperatura e/ou retração, impedidas ou não	52
Figura 8 – Fissura de torção.....	52
Figura 9 – Patologias por causas físicas na pavimentação.....	53
Figura 10 – Patologias de causas físicas na laje e nas vigas	54
Figura 11 – Fissura de torção.....	54
Figura 12 – Fissuras de tração.....	55
Figura 13 – Fissura de força cortante.....	55
Figura 14 – Fissuras nas vigas de concreto protendido: blocos de ancoragem e flanges	56
Figura 15 – Patologias de causas físicas na superestrutura.....	57
Figura 16 – Patologias de causas físicas na superestrutura.....	58
Figura 17 – Patologias de causas físicas na estrutura	58
Figura 18 – Patologias de causas físicas na estrutura	59
Figura 19 – Patologias na infraestrutura	59
Figura 20 – Patologias na infraestrutura	60
Figura 21 – Patologia nos pilares.....	61
Figura 22 – Patologias nos encontros	62
Figura 23 – Patologias nos encontros	63
Figura 24 – Patologias nos encontros	63
Figura 25 – Diferentes tipos de fissuras nos dentes.....	64
Figura 26 – Vigas com alturas reduzidas e dentes.....	64

Figura 27 – Fissuras por deficiência de armaduras.....	65
Figura 28 – Cantos de vigas – Esmagamentos resultantes de vazios de concretagem, colocação errada dos aparelhos de apoio ou mão-de-obra despreparada.....	65
Figura 29 – Patologias nas juntas de dilatação	66
Figura 30 – Vista diagramática da armadura protegida da corrosão em concreto parcialmente carbonatado	104
Figura 31 – Vista diagramática do início da corrosão da armadura em concreto carbonatado	104
Figura 32 – Mecanismo de corrosão pontual	105
Figura 33 – Vista diagramática da armadura corroída em concreto fissurado.....	108
Figura 34 – Fissuração em laje de concreto armado	109

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FOTOS

Foto 1 – Manutenção inadequada exigindo recuperação e/ou substituição	125
Foto 2 – Manutenção inadequada exigindo recuperação e/ou substituição	125
Foto 3 – Ponte estreita com guarda-corpos destruídos	126
Foto 4 – Guarda-corpos destruídos apesar da correta proteção por barreiras New Jersey	126
Foto 5 – Corrosão acentuada em barreira New Jersey	127
Foto 6 – Face inferior da laje superior: Vazios e armadura aparente	127
Foto 7 – Face inferior de laje em balanço sem pingadeira: Degradação do concreto, perda de cobrimento e armaduras expostas e corroídas	128
Foto 8 – Face inferior da laje superior: Infiltração e eflorescência	128
Foto 9 – Vista inferior da superestrutura: Infiltrações, trincas, eflorescência, armaduras expostas e corroídas	129
Foto 10 – Face inferior da laje: Eflorescência	129
Foto 11 – Trincas, fissuras e eflorescência na face inferior da laje	130
Foto 12 – Faces inferiores da laje e da viga principal: Deslocamento do concreto, cobrimento insuficiente e armadura aparente com corrosão	130
Foto 13 – Face inferior da laje: Deslocamento do concreto, armaduras aparentes com corrosão e agregado graúdo de dimensões inadequadas	131
Foto 14 – Face inferior de laje em balanço sem pingadeira: Concreto deteriorado e armaduras aparentes com corrosão	131
Foto 15 – Junta mal projetada e/ou executada, desgastada e ineficaz	132
Foto 16 – Junta mal projetada e/ou executada, desgastada e ineficaz	132
Foto 17 – Viga com canto quebrado, armadura aparente e corroída	133
Foto 18 – Viga com deslocamento do concreto, ausência de cobrimento e estribos rompidos...	133
Foto 19 – Viga principal com deslocamento do concreto, armadura exposta e corroída	134
Foto 20 – Viga principal com deslocamento do concreto, armadura exposta e corroída	134
Foto 21 – Viga com deslocamento do concreto, ausência de cobrimento, armadura exposta e corroída	135

Foto 22 – Vigas principais com concreto deslocado, vazios de concretagem e corrosão de armaduras aparentes	135
Foto 23 – Vigas principais com concreto deslocado, vazios de concretagem e corrosão de armaduras aparentes	136
Foto 24 – Aparelho de Apoio Inadequado: Esmagamento do concreto no topo do pilar e fundo da viga principal	136
Foto 25 – Aparelho de Apoio Inadequado: Esmagamento do concreto no topo do pilar e fundo da viga principal	137
Foto 26 – Aparelho de apoio de neoprene esmagado	137
Foto 27 – Dentes ameaçados de degradação por infiltrações nas juntas de dilatação do estrado.....	138
Foto 28 – Dentes em estado de pré-ruína e juntas de dilatação sem tratamento.....	138
Foto 29 – Dentes em estado de pré-ruína e juntas de dilatação sem tratamento.....	139
Foto 30 – Apoio pendular com fratura e/ou deslocamento de concreto e armaduras aparentes e corroídas	139
Foto 31 – Apoio pendular com fratura e/ou deslocamento de concreto e armaduras aparentes e corroídas	140
Foto 32 – Detalhe do pilar com deslocamento de concreto e corrosão de armaduras	140
Foto 33 – Detalhe do pilar com deslocamento de concreto e corrosão de armaduras	141
Foto 34 – Topo de pilar fraturado: Falta de cintamento adequado e placa de articulação levada até a extremidade.....	141
Foto 35 – Pilar com falhas de concretagem	142
Foto 36 – Pilar em estado de pré-ruína: Erosão, deslocamento de concreto, trincas e armaduras aparentes corroídas.....	142
Foto 37 – Erosão na base do pilar	143
Foto 38 – Erosão na base do pilar	143
Foto 39 – Base do pilar e bloco atacados pela erosão.....	144
Foto 40 – Reação álcali-agregado em bloco de fundação.....	144
Foto 41 – Fundação em estacas expostas e danificadas.....	145
Foto 42 – Eflorescência em parede frontal	145
Foto 43 – Erosão em parede frontal	146
Foto 44 – Erosão em parede frontal	146
Foto 45 – Erosão em parede frontal	147

Foto 46 – Fundação em estacas expostas, de pequeno diâmetro	147
Foto 47 – Acúmulo de materiais flutuantes nos pilares	148
Foto 48 – Acúmulo de materiais flutuantes nos pilares	148
Foto 49 – Ponte curta, proteção emergencial com sacos de solo-cimento, erosão acentuada e falta de descida d'água	149

SUMÁRIO

SUMÁRIO

Apresentação	5
Lista de símbolos e abreviaturas	7
Lista de ilustrações – Figuras.....	9
Lista de ilustrações – Fotos.....	11
1. Introdução	19
2. Objetivos	23
3. Abrangência	27
4. Definições e caracterização das intervenções em pontes construídas.....	31
5. Durabilidade e identificação de causas de deficiências estruturais.....	37
6. Causas físicas de patologias do concreto	45
7. Causas químicas de patologias do concreto	67
8. Prevenção e tratamento das patologias do concreto.....	77
9. Mecanismos de deterioração do concreto e das armaduras	93
10. Prevenção da deterioração das armaduras e tratamento.....	101
11. Avaliação da capacidade de carga das pontes existentes.....	113
12. Fotografias de patologias – Pontes existentes necessitando de obras de recuperação.....	123
Referências bibliográficas	151
Índice	155

1. INTRODUÇÃO

1. INTRODUÇÃO

O Manual de Recuperação de Pontes e Viadutos Rodoviários é um Manual inteiramente novo, sem similares anteriores no IPR/DNIT; é bastante oportuno porque, além de indicar os procedimentos de recuperação, define o que se pode esperar de uma obra dita recuperada.

Embora aplicável a todas as obras de concreto, tem como alvo principal as pontes de concreto armado.

O presente Manual, todo embasado em casos reais e em bibliografia da mais alta qualidade, preferencialmente recente, consta de doze seções, inclusive esta, cujos conteúdos são abordados a seguir.

Na **Seção 2, Objetivo**, são listadas as patologias abordadas neste Manual e seus tratamentos corretivos.

A **Seção 3, Abrangência**, indica as limitações da aplicabilidade do texto do Manual; na falta de dados precisos e, segundo indicações da bibliografia, os parâmetros utilizados são o tipo de obra, sempre pontes de concreto armado, com limitação do vão máximo em 200 metros.

Na **Seção 4, Definições e Caracterização de intervenções em pontes construídas**, são definidas as atividades concernentes às quatro principais intervenções em pontes já construídas - Manutenção, Recuperação, Reabilitação ou Renovação e Reforço; este Manual trata apenas das atividades de Recuperação.

Na **Seção 5, Durabilidade e identificação de causas de deficiências estruturais**, transcreve-se o tratamento moderno dado à durabilidade, que engloba a agressividade do meio ambiente, a qualidade e a quantidade do cimento, a relação água-cimento, os aditivos e o cobrimento mínimo das armaduras; ao lado da qualidade do agregado, da porosidade do concreto, da cura prolongada e da manutenção adequada, estas são as principais causas das deficiências das estruturas de concreto.

As **Seções 6 e 7, Causas físicas de patologias do concreto e causas químicas de patologias do concreto**, têm por finalidade facilitar a identificação da origem das patologias e indicar os tratamentos adequados.

A **Seção 8, Prevenção e tratamento das patologias do concreto**, está parcialmente ligada às atividades de construção e manutenção, na parte de prevenção, e às atividades de recuperação, no tratamento das patologias.

A **Seção 9, Mecanismos de deterioração do concreto e das armaduras**, faz um resumo histórico da evolução dos conhecimentos desde o início e da evolução da corrosão, um dos principais fatores

da degradação das pontes e somente combatida com sucesso quando encarada como fenômeno eletro-químico.

A **Seção 10, Prevenção da deterioração das armaduras e tratamento**, é um complemento da anterior: conhecidas a origem e a evolução da corrosão, torna-se mais fácil sua prevenção e tratamento.

A **Seção 11, Avaliação da capacidade de carga das pontes existentes**, tem por objetivo reproduzir alguns conceitos, subjetivos embora, que consideram a depreciação da ponte em função de sua idade, da intensidade de sua utilização, da construção menos apurada e de critérios de cálculo e de dimensionamento ultrapassados; firmados estes conceitos, muitos lastreados em provas de carga, a autorização de tráfego de veículos pesados não normalizados exigirá estudos mais sérios.

A **Seção 12** apresenta uma documentação fotográfica de patologias em pontes existentes que necessitam de serviços ou obras de recuperação.

Na parte final do Manual são apresentadas as **Referências bibliográficas**, com a lista dos livros consultados e das normas e manuais pertinentes.

2. OBJETIVOS

2. OBJETIVOS

O objetivo do Manual de Recuperação de Pontes e Viadutos Rodoviários é listar as principais patologias das pontes rodoviárias de concreto armado, convencional ou protendido, identificando-as e indicando ações preventivas e de tratamento; outras obras de concreto, entretanto, podem valer-se das indicações e conceitos emitidos no Manual.

O Manual fica limitado a indicar operações de identificação e tratamento de patologias que visam restabelecer as condições atuais da estrutura, sem reforçá-la; convém, entretanto, enfatizar que inspeções regulares e manutenção adequada e continuada são procedimentos imprescindíveis para garantir e prolongar a vida útil da estrutura, e que a ausência de defeitos visíveis não implica em adiar ou limitar os procedimentos indicados.

O conhecimento da real e atual capacidade portante de uma ponte deve ser uma preocupação constante do órgão gestor, visto que ela sofre reduções, principalmente com a idade, a utilização e a agressividade do meio ambiente.

A Seção 11 do Manual, **avaliação da capacidade de carga das pontes existentes**, indica critérios para esta avaliação; embora alguns critérios sejam subjetivos, eles têm o respaldo de duas prestigiosas entidades, CEB e AASHTO.

3. ABRANGÊNCIA

3. ABRANGÊNCIA

O Manual de Recuperação de Pontes e Viadutos Rodoviários aplica-se a pontes rodoviárias de concreto armado e protendido, com vãos máximos de duzentos metros, independentemente de seus comprimentos totais.

Pontes ferroviárias, pontes metálicas e pontes especiais, tais como pontes flutuantes, pontes móveis, pontes pênséis e pontes estaiadas não são objeto deste Manual.

Entretanto, muitos dos conceitos aqui emitidos aplicam-se a outras estruturas de concreto, de maneira geral.

4. DEFINIÇÕES E CARACTERIZAÇÃO DAS INTERVENÇÕES EM PONTES CONSTRUÍDAS

4. DEFINIÇÕES E CARACTERIZAÇÃO DAS INTERVENÇÕES EM PONTES CONSTRUÍDAS

4.1. DEFINIÇÕES

Algumas expressões empregadas em projetos viários carecem de uma definição uniforme e precisa. Com o objetivo de uniformizar a terminologia existente, são fornecidos alguns conceitos gerais, relativos ao projeto de recuperação de pontes e viadutos rodoviários.

- **Avaliação** - Conclusões de uma investigação, abrangendo revisão de documentos, inspeções locais, retirada de amostras e ensaios de materiais.
- **Elemento** - Peça isolada e identificável da estrutura.
- **Diagnóstico** - Identificação da causa da deterioração.
- **Inspeção** - Processo que permite avaliar as condições físicas da estrutura e a extensão da deterioração, dos danos e dos desconfortos existentes.
- **Investigação** - Coleta e reunião de dados e informações detalhadas concernentes ao comportamento, condições e resistência de uma estrutura, através de análises de documentos, levantamentos, observações e ensaios.
- **Amostragem** - Identificação e escolha de materiais para remoção, com a finalidade de submetê-los a testes de laboratório.
- **Reforço** - Aumento da capacidade resistente da estrutura, em um nível superior que o proposto no projeto original.
- **Redundância** - Condição estrutural, onde há mais elementos que os estritamente necessários para garantir a estabilidade da estrutura.
- **Estrutura** - A obra ou seus componentes, considerados como sendo de concreto, neste Manual.
- **Ensaio** - Operação para qualificar o material e suas propriedades físicas, através de equipamentos calibrados e procedimentos padronizados.
- **Ponte** - Estrutura, inclusive apoios, construídos sobre uma depressão ou uma obstrução, tais como água, rodovia ou ferrovia, que sustenta uma pista para passagem de veículos e outras cargas móveis, e que tem um vão livre, medido ao longo do eixo, de mais de seis metros.
- **Pontilhão** - Ponte, inclusive apoios, com vão livre igual ou inferior a seis metros.
- **Bueiro** - Estrutura de drenagem, construída sob a via, atravessando todo o corpo da estrada.

- **Reparo** - Atividade técnica de recuperação: substitui ou corrige materiais, componentes ou elementos deteriorados ou danificados.

4.2. CARACTERIZAÇÃO DAS INTERVENÇÕES EM PONTES CONSTRUÍDAS

As intervenções em pontes construídas podem ser assim caracterizadas:

a) Manutenção

Operações para garantir a integridade da estrutura e preservá-la da deterioração.

- b)** Para as intervenções de **Recuperação, Reabilitação e Reforço** devem ser adotadas as definições da Norma DNIT 010/2004-PRO: Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido – Procedimento.

4.3. LIMITAÇÕES DAS PONTES RECUPERADAS

- a)** A definição de recuperação deixa bem evidente o que se pode esperar de uma ponte dita recuperada: ela não readquire nem suas condições iniciais, uma vez que permanece desgastada pelo tempo, pela utilização e até pela passagem de cargas excepcionais.

No estudo da capacidade portante de uma ponte, atualmente muito necessário, em virtude de permissões não embasadas em documentos técnicos, para cargas não constantes de normas rodoviárias, a ponte dita recuperada deve ser penalizada com as mesmas restrições que cabem a outra ponte, semelhante, e que tenha conseguido manter-se íntegra.

- b)** Com exceção da manutenção, preventiva ou corretiva, que deve ser uma atividade permanente, as três outras intervenções dependem ou somente do estado da obra, caso da recuperação, ou do aumento das necessidades viárias, casos da reabilitação e do reforço.

- No caso da recuperação, antes da decisão sobre os reparos necessários, há que ser obedecida uma sequência de atividades, que incluem a tomada de conhecimento de anomalias, a inspeção, o diagnóstico, a avaliação de opções e, finalmente, a execução dos reparos.
- Para as atividades de reabilitação e reforço, além da manifestação explícita do proprietário da obra, há necessidade de uma inspeção preliminar, cujas atividades principais são relacionadas a seguir e, também, de desenvolvimento de projeto:
 - Revisão de desenhos, especificações e informes construtivos;
 - Levantamento geométrico da estrutura;
 - Anotação de flechas, deformações, deslocamentos e outras anomalias;

- Realização de testes não destrutivos, com retirada de amostras.

A inspeção preliminar deve ser complementada por uma inspeção detalhada, cujas atividades são praticamente as mesmas, porém mais apuradas.

- c) Em todos os casos, é indispensável a consulta e a obediência ao que prescreve o Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias – DNIT/IPR/2004.

5. DURABILIDADE E IDENTIFICAÇÃO DE CAUSAS DE DEFICIÊNCIAS ESTRUTURAIS

5. DURABILIDADE E IDENTIFICAÇÃO DE CAUSAS DE DEFICIÊNCIAS ESTRUTURAIS

5.1. DURABILIDADE

A durabilidade do concreto confeccionado com cimento hidráulico é definida pela sua capacidade de resistir às intempéries, ataques químicos, abrasão e outros processos de deterioração; o concreto durável deve conservar sua forma original, qualidade e boas condições de utilização.

Cabe mencionar que devem ser observadas as prescrições das seções 5, 6 e 7 da Norma NBR 6118 e das Instruções de Serviço IS-214: Projeto de Obras-de-arte Especiais, das Diretrizes Básicas para Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários – Escopos Básicos e Instruções de Serviço (Publ. IPR 726).

A durabilidade das pontes de concreto armado envolve, em conjunto, as fases de projeto, construção e manutenção.

a) Fase de Projeto – todos os elementos de projeto, topográficos, geológicos, hidrológicos, viários e normativos devem ser do pleno conhecimento do projetista; a obra projetada deve ser robusta, estética e funcional.

O detalhamento do projeto deve considerar as necessidades do fácil acesso a toda a obra, do bom escoamento das águas pluviais, de evitar superfícies horizontais, da previsão de drenos em pontos baixos, da previsão de drenos internos nas obras em caixão e da drenagem dos aterros de acesso.

Conforme o CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, 1978: *“O objetivo do projeto é fazer a estrutura que está sendo projetada alcançar probabilidades aceitáveis para que não se torne imprópria para o uso para o qual foi projetada, durante um período de referência relacionado com sua vida desejada. Toda a estrutura ou elementos estruturais devem ser projetados para sustentar, com satisfatório grau de segurança, todas as cargas e deformações suscetíveis de ocorrer durante a construção e utilização apropriada, comportar-se adequadamente em uso normal e ter a durabilidade estimada durante toda a vida da estrutura”*. A durabilidade desejada já foi de cinquenta anos e, atualmente, é igual ou superior a cem anos.

A vida útil da estrutura e sua durabilidade estão intimamente associadas e implicam na necessidade do conhecimento e combate da agressividade ambiental e das causas das deficiências estruturais.

As pontes de concreto armado, embora reconhecidas pelo seu baixo custo de manutenção e pela sua durabilidade, deterioram-se pelas mesmas razões que as pontes construídas com outros materiais:

envelhecimento, construção pouco apurada, estruturas subdimensionadas para cargas móveis sempre crescentes e projetos deficientes para os padrões atuais.

Dependendo de projeto e construção adequados, do sistema estrutural, da qualidade das medidas de preservação e da intensidade da manutenção, as pontes são, mais ou menos, suscetíveis de degradação.

- b) Fase de Construção** – os materiais de construção devem ser de boa qualidade e adequados à agressividade do meio ambiente, variável localmente e regionalmente; as fundações devem ser compatíveis com o perfil geológico, as sondagens e as cargas da fase construtiva e da fase de utilização; escoramento e fôrmas devem ser suficientemente rígidos, para não permitir assentamentos e deformações.
- c) Fase de Manutenção** – indispensável sua efetivação, preventiva e rotineira; a falta de manutenção é uma das causas principais da redução da vida útil das pontes.

5.2. CLASSIFICAÇÃO DAS CAUSAS DE DETERIORAÇÃO DAS PONTES DE CONCRETO

Há várias tentativas oficiais para classificar as causas que provocam a deterioração das pontes de concreto armado; uma das classificações das causas de deterioração das pontes, e que será adotada neste Manual, foi proposta, em 1991, pela RILEM, *Réunion International des Laboratoires d'Essais et des Recherches sur les Matériaux et les Constructions*.

Os fatores que provocam a deterioração das pontes podem ser classificados em cinco grandes grupos:

- Fatores intrínsecos;
- Fatores resultantes do tráfego rodoviário;
- Fatores ambientais;
- Fatores resultantes do tipo e intensidade da manutenção;
- Fatores correlacionados à atividade humana.

5.2.1. Fatores intrínsecos

Os fatores intrínsecos são intimamente ligados à estrutura; isto significa que a estrutura pode abrigar certos fatores de degradação ou serem mais suscetíveis de danos.

Os principais fatores intrínsecos são a idade e a qualidade do concreto; influem na qualidade do concreto a qualidade e a quantidade do cimento, a qualidade dos agregados, os aditivos e adições e,

principalmente, a relação água/cimento. A escolha dos materiais e sua dosagem adequada permitem obter, além da resistência mecânica desejada, outras características indispensáveis para a durabilidade: porosidade, permeabilidade, densidade, compacidade e baixa fissuração.

5.2.2. Fatores resultantes do tráfego rodoviário

Os fatores resultantes do tráfego rodoviário são de natureza externa e são resultantes da utilização da estrutura; as cargas rodoviárias e a velocidade dos veículos têm crescido continuamente, enquanto que a distância entre eixos tem diminuído; muitas pontes não conseguem suportar, sem danos, esta evolução, principalmente pelo grande aumento dos efeitos dinâmicos.

As cargas rodoviárias majoradas provocam o desgaste da pavimentação, o aumento dos efeitos da fadiga, a fissuração e apressam o desgaste das juntas de dilatação e dos aparelhos de apoio.

5.2.3. Fatores ambientais

Os fatores ambientais são de natureza climática ou atmosférica; os primeiros, tais como variações sazonais e diárias de temperatura, tempestades e pressão do vento, são independentes da atividade humana, enquanto que os segundos, tais como poluição atmosférica, chuva ácida, águas poluídas por produtos químicos, dos rios e subterrâneas, são de responsabilidade humana e degradam tanto as superestruturas como as infraestruturas.

5.2.4. Fatores resultantes do tipo e intensidade da manutenção

A manutenção, na maioria das vezes, é o fator decisivo que influencia a durabilidade das pontes; a manutenção, preventiva ou corretiva, implicando em limpeza, proteção anticorrosiva e medidas corriqueiras de conservação, é um fator decisivo na durabilidade. A manutenção de rotina quando inadequada e insuficiente permite a degradação da estrutura, ainda que ela tenha sido bem construída, com a utilização de materiais e equipamentos adequados.

5.2.5. Fatores correlacionados à atividade humana

Os quatro fatores explicitados acima podem, ainda, ser classificados em dois outros grandes grupos, conforme haja ou não a intervenção humana:

- a) Fatores objetivos:** fatores independentes da atividade humana no domínio da engenharia de pontes;
- b) Fatores subjetivos:** fatores dependentes da atividade humana, na engenharia de pontes e em outros domínios.

5.3. CAUSAS DA DETERIORAÇÃO DAS PONTES DE CONCRETO

a) Fatores intrínsecos

- Objetivos:
 - As idades das estruturas das pontes.
- Subjetivos:
 - Qualidade do projeto;
 - Sistema estrutural;
 - Adequação do projeto às reais condições de serviço;
 - Qualidade dos trabalhos de construção em cada etapa;
 - Qualidade dos materiais estruturais;
 - Qualidade dos elementos acessórios da ponte, tais como juntas de dilatação, sistema de drenagem etc.

b) Fatores resultantes do tráfego rodoviário

- Subjetivos:
 - Frequência, velocidade e concentração das cargas rodoviárias, especialmente dos veículos pesados;
 - Efeitos dinâmicos, inclusive fadiga;
 - Colisões de veículos;
 - Sobrecarga e impacto de veículos pesados.

c) Fatores ambientais

- Objetivos:
 - Fenômenos atmosféricos, tais como chuvas, granizo e neve;
 - Variação do nível das águas em rios, estreitos e golfos;
 - Matérias flutuantes e pressões nas infraestruturas das pontes;
 - Pressão do vento e seus efeitos nas estruturas das pontes e seus elementos secundários;
 - Efeitos sísmicos;
 - Variações diárias de temperatura;
 - Efeitos da insolação não uniforme na estrutura;
 - Ações de cloretos e sulfatos de águas marinhas;

- Subjetivos:
 - Ataque de cloretos;
 - Chuvas ácidas;
 - Carbonatação: penetração do CO₂ da atmosfera;
 - Produtos químicos agressivos em rios e águas subterrâneas;
 - Fogo.

d) Fatores resultantes do tipo e intensidade da manutenção

- Subjetivos:
 - Solução estrutural, materiais e equipamentos disponíveis que facilitam ou não os trabalhos de manutenção;
 - Qualidade e frequência das inspeções;
 - Qualidade e frequência dos trabalhos rotineiros de manutenção: limpeza, pequenos reparos;
 - Renovação de eventuais proteções anticorrosivas;
 - Qualidade e eficiência dos sistemas de drenagem;
 - Qualidade do pavimento: textura, permeabilidade;
 - Estado de eventuais tubulações existentes.

5.4. RECOMENDAÇÕES PARA ESTRUTURAS DURÁVEIS

a) Proteção do concreto contra a agressividade do meio ambiente

- Cobrimento normativo das armaduras;
- Cimento e agregados de boa qualidade, compatíveis entre si e com a agressividade do meio ambiente;
- Baixo valor da relação água/cimento;
- Aditivos adequados;
- Dosagem que proporcione baixa porosidade e baixa permeabilidade do concreto;
- Cura prolongada.

b) Detalhamento do projeto

- “Projeto de estruturas robustas, funcionais, pouco deformáveis, embora estéticas; conforme o Eurocode 1-7. Estruturas robustas são as que possuem capacidade de

resistir a solicitações provocadas por fogo, explosões, choques ou consequências de erros humanos, sem sofrer danos desproporcionais às causas originais”.

- Drenagem de todos os pontos baixos e interior de células;
- Permitir acesso a todos os pontos da estrutura;
- Proteção contra choques de veículos e embarcações.

c) Construção

- Atenção especial às boas práticas da construção, empregando equipamentos e materiais adequados e mão-de-obra especializada, conforme as normas técnicas vigentes.

d) Manutenção

- Imprescindível uma manutenção profissional, rotineira e continuada.

6. CAUSAS FÍSICAS DE PATOLOGIAS DO CONCRETO

6. CAUSAS FÍSICAS DAS PATOLOGIAS DO CONCRETO

6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Nem sempre há uma linha divisória definida entre as causas de patologias do concreto: a corrosão das armaduras, por exemplo, fenômeno eletroquímico, pode provocar disgregação e delaminação do concreto, fenômenos físicos.

As patologias nas estruturas de concreto são evidenciadas por trincas e fissuras de vários tipos; as trincas e fissuras são comuns nas estruturas de concreto e são resultantes da fragilidade do concreto, material não resistente à tração e que colapsa repentina e explosivamente. Entretanto, seu número, localização e abertura são fatores decisivos para degradação das estruturas.

Para avaliar o quanto as trincas e fissuras são danosas à durabilidade e segurança das pontes de concreto armado, é necessário determinar as causas que as provocaram.

6.2. CAUSAS FÍSICAS DE PATOLOGIAS DO CONCRETO

6.2.1. Tipos usuais de pontes

As patologias dependem, na sua localização e gravidade, do tipo da ponte; os tipos usuais de pontes abordadas neste Manual são:

a) Pontes de concreto armado, convencional e protendido

- Pontes em laje;
- Pontes em duas vigas principais, simplesmente apoiadas e contínuas;
- Pontes em vigas múltiplas, simplesmente apoiadas e contínuas;
- Pontes em caixão, simplesmente apoiados e contínuos;
- Pontes em pórtico rígido.

b) Pontes de concreto armado

- Pontes em arcos.

6.2.2. Causas físicas de patologias em pontes de concreto armado

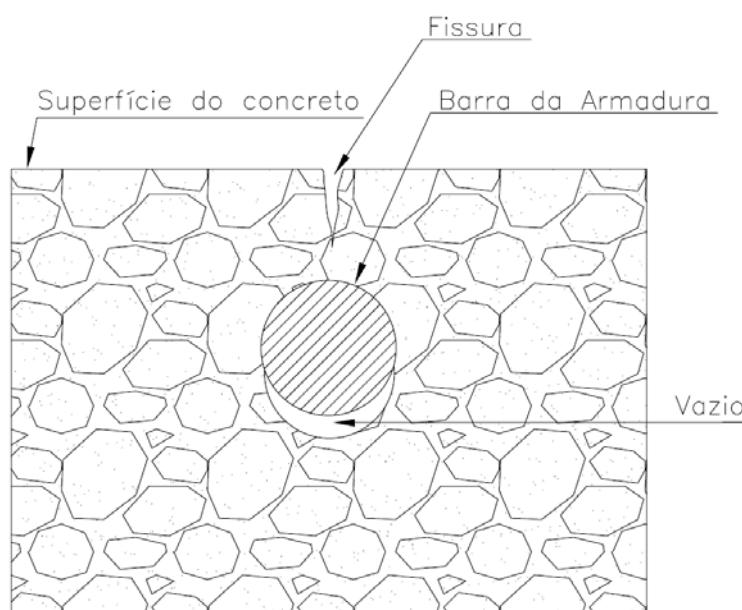
a) Trincas e fissuras do concreto na fase plástica

As trincas e fissuras podem ser de diferentes tipos e sua importância depende do tipo estrutural da obra, da sua localização, de sua origem, de sua abertura e de serem ativas, quando comprimento e abertura aumentam com o tempo e/ou a passagem das cargas móveis, ou inativas, quando estes

fatores não causam modificações nas trincas e fissuras. As principais causas físicas das trincas e fissuras são:

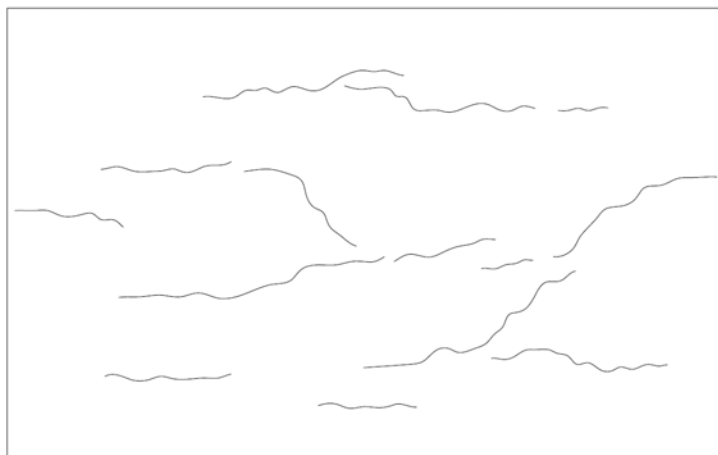
- Assentamento plástico do concreto.
 - Causa: excessiva exsudação
 - Tempo de formação: primeiras horas após a concretagem.
 - Localização: ao longo das barras das armaduras e nas mudanças de forma das seções.

Figura 1 – Fissura típica de assentamento plástico



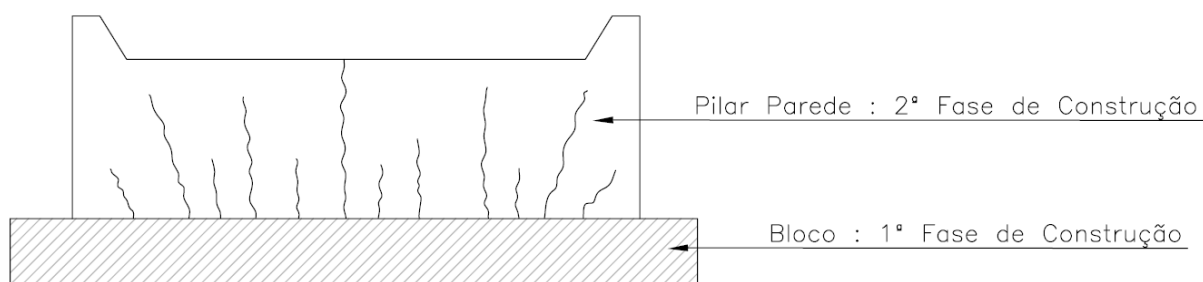
- Retração plástica do concreto
 - Causa: evaporação rápida e cura inadequada.
 - Tempo de formação: primeiras horas após a concretagem.
 - Localização: na superfície dos elementos concretados, com pouca umidade e em ambientes muito secos.

Figura 2 – Fissuras típicas de retração plástica do concreto



- Retração térmica inicial
 - Causa: armadura insuficiente ou inadequada nas juntas de construção.
 - Tempo de formação: primeiros dias após a concretagem; concreto em fase de endurecimento.
 - Localização: perpendiculares às juntas de construção.

Figura 3 – Fissuras e trincas precoces

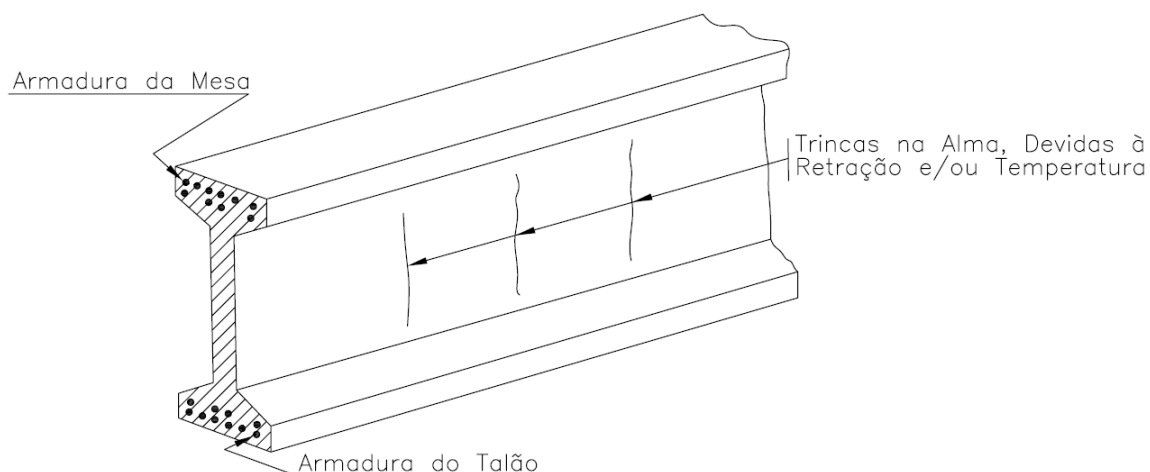


Trincas Precoces: Bloco na 1ª Fase de Construção e Pilar na 2ª Fase de Construção

b) Trincas e fissuras do concreto endurecido

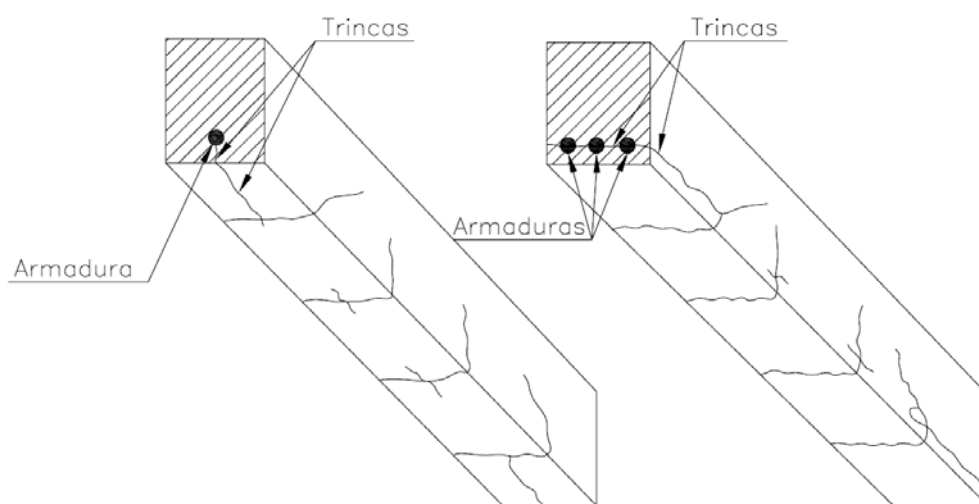
- Retração
 - Causa: encurtamento normal do concreto, com a perda de umidade.
 - Tempo de formação: se não for controlada e minimizada por armaduras, alguns meses após a concretagem.
 - Localização: perpendiculares aos encurtamentos.

Figura 4 – Fissuras e trincas na alma devidas à retração e/ou temperatura



- Corrosão de Armaduras
 - Causa: aumento de volume das armaduras decorrente da corrosão.
 - Tempo de formação: meses ou anos após o término da construção.
 - Localização: ao longo das armaduras.

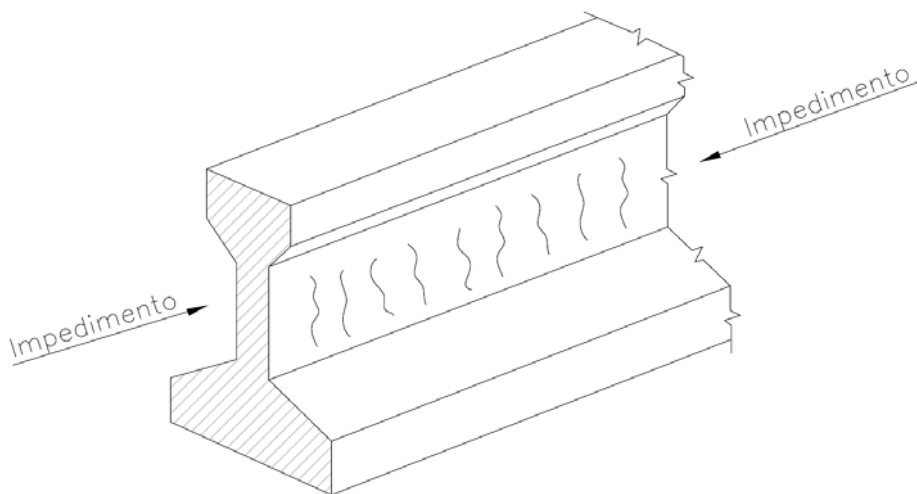
Figura 5 – Trincas ou fissuras típicas provocadas por corrosão de armaduras



c) Fissuras do concreto na fase de utilização da estrutura

- Variações de temperatura e retração residual
 - Restrições ou impedimentos à livre movimentação da estrutura.
 - Causa: aparelhos de apoio desgastados ou bloqueados.
 - Tempo de formação: quando a estrutura ficar impedida de se movimentar.
 - Localização: normais à direção dos impedimentos.

Figura 6 – Fissuras de retração na alma da viga



Fissuras de Retração

d) Fissuras do concreto causadas pelo tráfego de cargas móveis

- Causa: cargas móveis não previstas ou dimensionamento insuficiente.
- Tempo de formação: quando da utilização inadequada da estrutura.
- Localização: nos elementos estruturais excessivamente solicitados.

Figura 7 – Fissuras típicas de flexão, força cortante, variação de temperatura e/ou retração, impedidas ou não

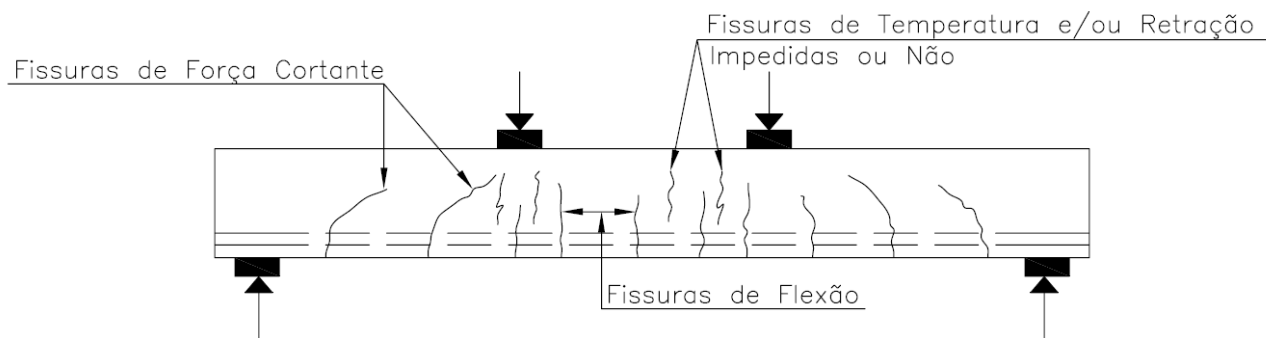
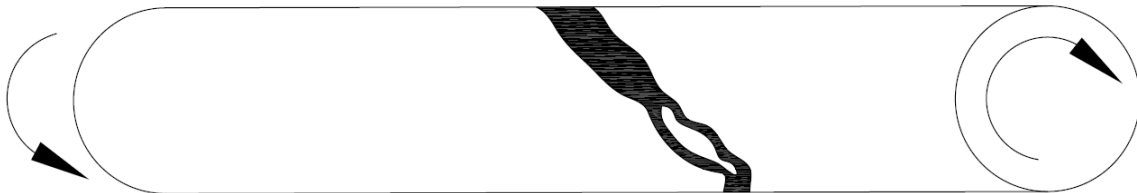


Figura 8 – Fissura de torção

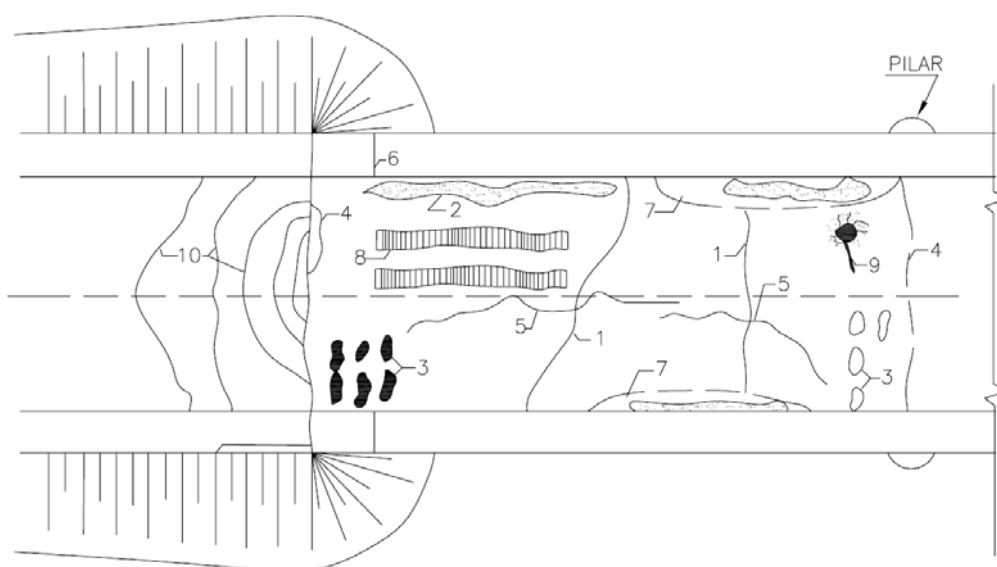


6.3. PRINCIPAIS TIPOS DE PATOLOGIAS PROVOCADAS POR CAUSAS FÍSICAS, PELA UTILIZAÇÃO DAS ESTRUTURAS E PELO MAU DETALHAMENTO

6.3.1. Na superestrutura

a) Na pavimentação

Figura 9 – Patologias de causas físicas na pavimentação

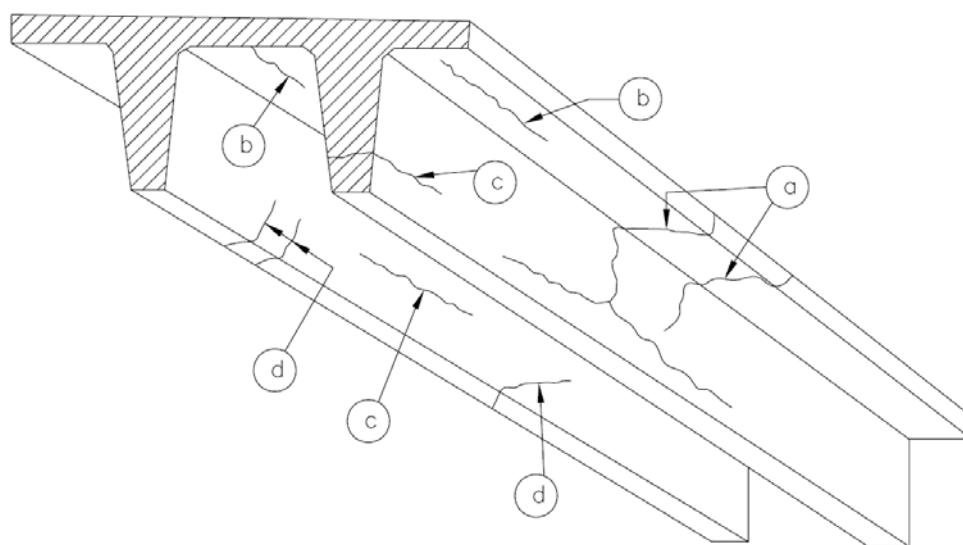


1-Trincas transversais; 2 – Contaminação junto às barreiras; 3 – Falhas e defeitos; 4 – Trincas junto às juntas de dilatação; 5 – Trincas longitudinais; 6 – Deterioração e vazamentos junto às barreiras; 7 – Deformação do pavimento; 8 – Deformação do pavimento, na forma de impressões das rodas; 9 – Deterioração do pavimento, resultante da fraqueza do material; 10 – Rugosidades do pavimento nas regiões de transição aterro-ponte, por falta de laje de transição e por assentamento do aterro de acesso.

Recomenda-se utilizar o pavimento flexível diretamente sobre a laje estrutural, na recuperação de pontes e viadutos rodoviários, desde que previamente se recupere a laje estrutural de suas patologias, depois da remoção do pavimento existente das áreas onde foram detectados defeitos.

b) Na ponte sobre duas vigas ou sobre vigas múltiplas

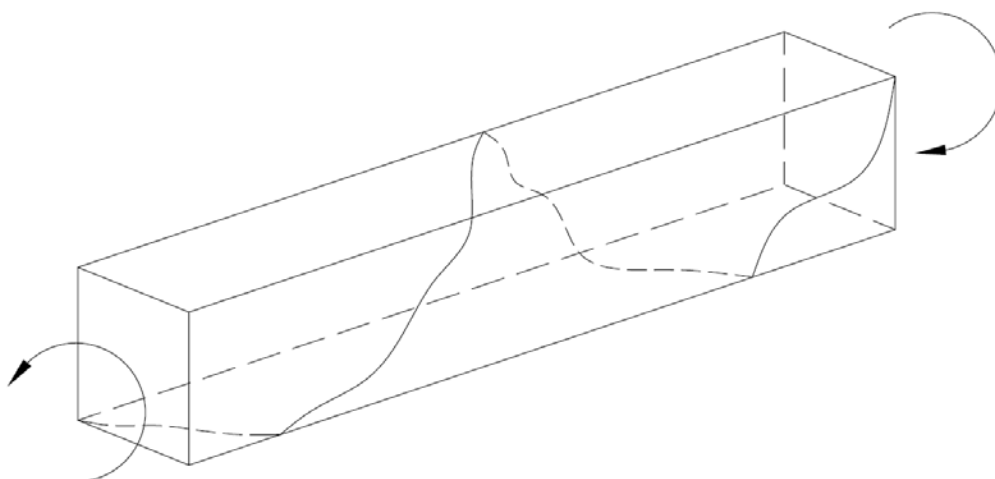
Figura 10 – Patologias de causas físicas na laje e nas vigas



- a) Fissuras Transversais na laje
- b) Fissuras Longitudinais na laje
- c) Fissuras Horizontais na viga
- d) Fissuras Horizontais e Diagonais na viga

c) Nas vigas de concreto armado

Figura 11 – Fissura de torção



d) Nas vigas de concreto protendido

Figura 12 – Fissuras de tração

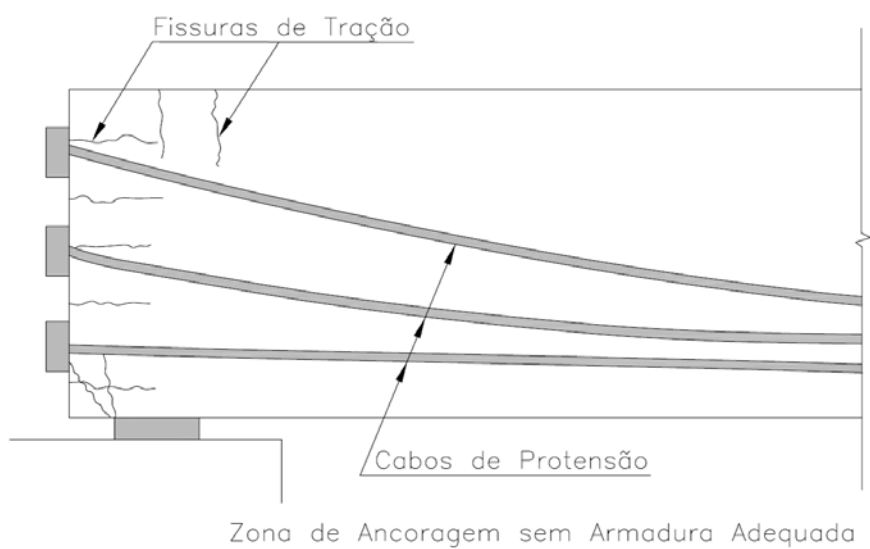
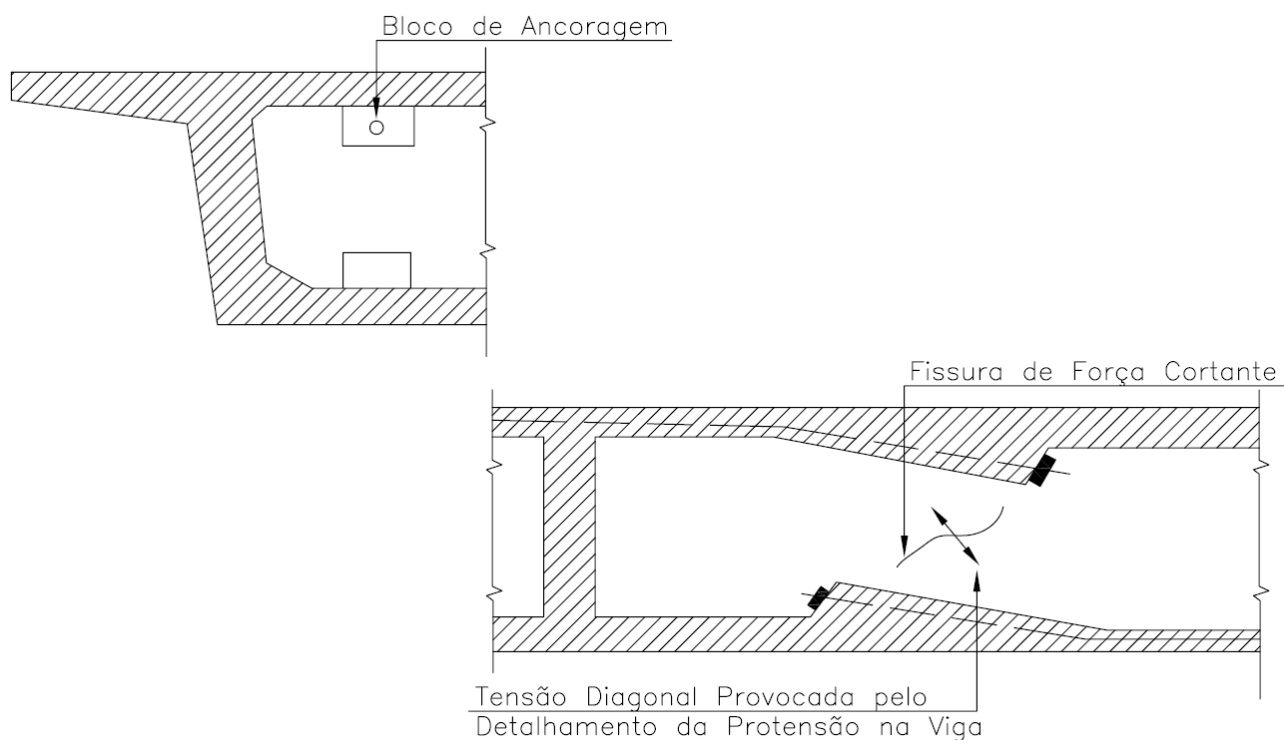
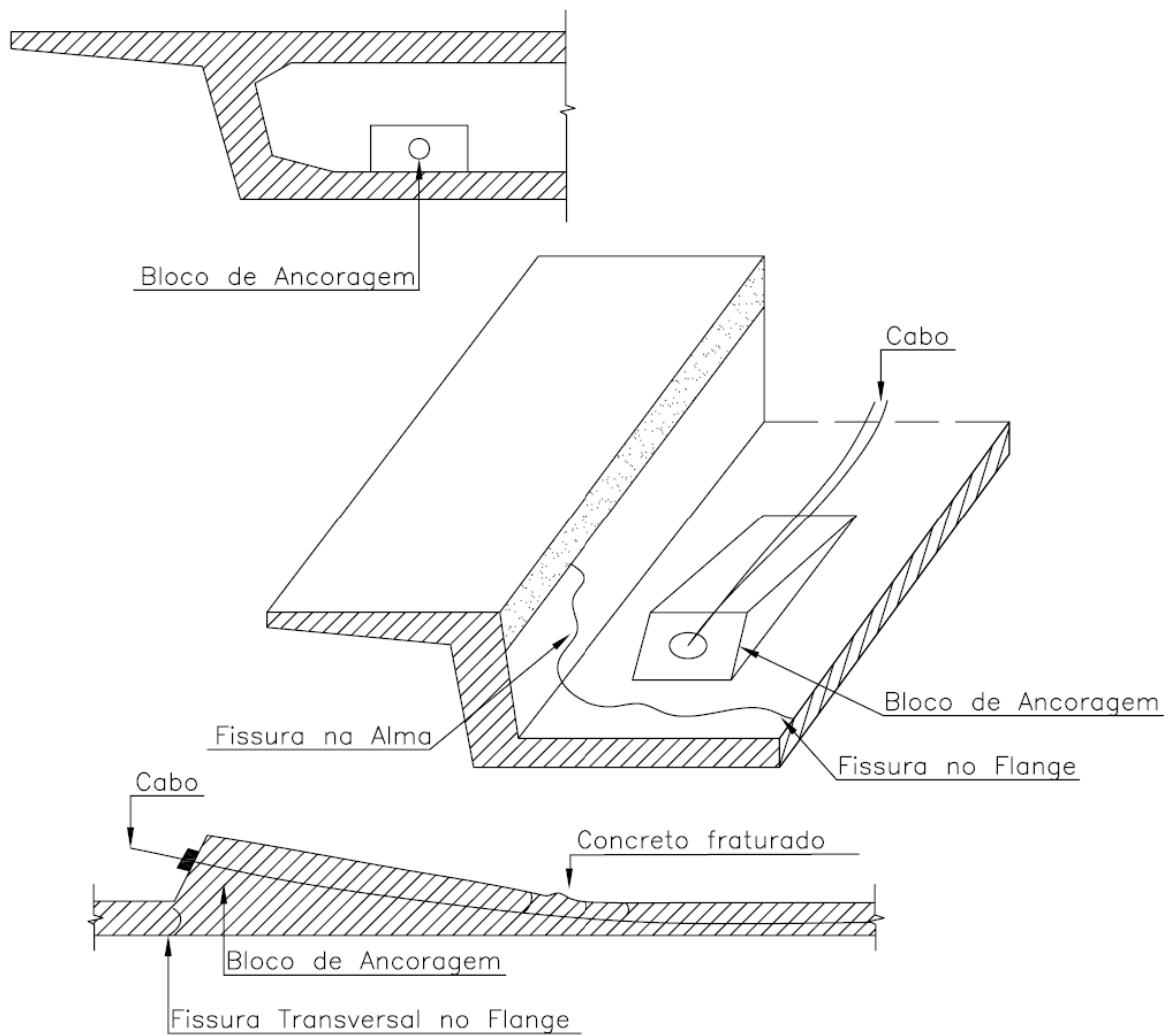


Figura 13 – Fissura de força cortante

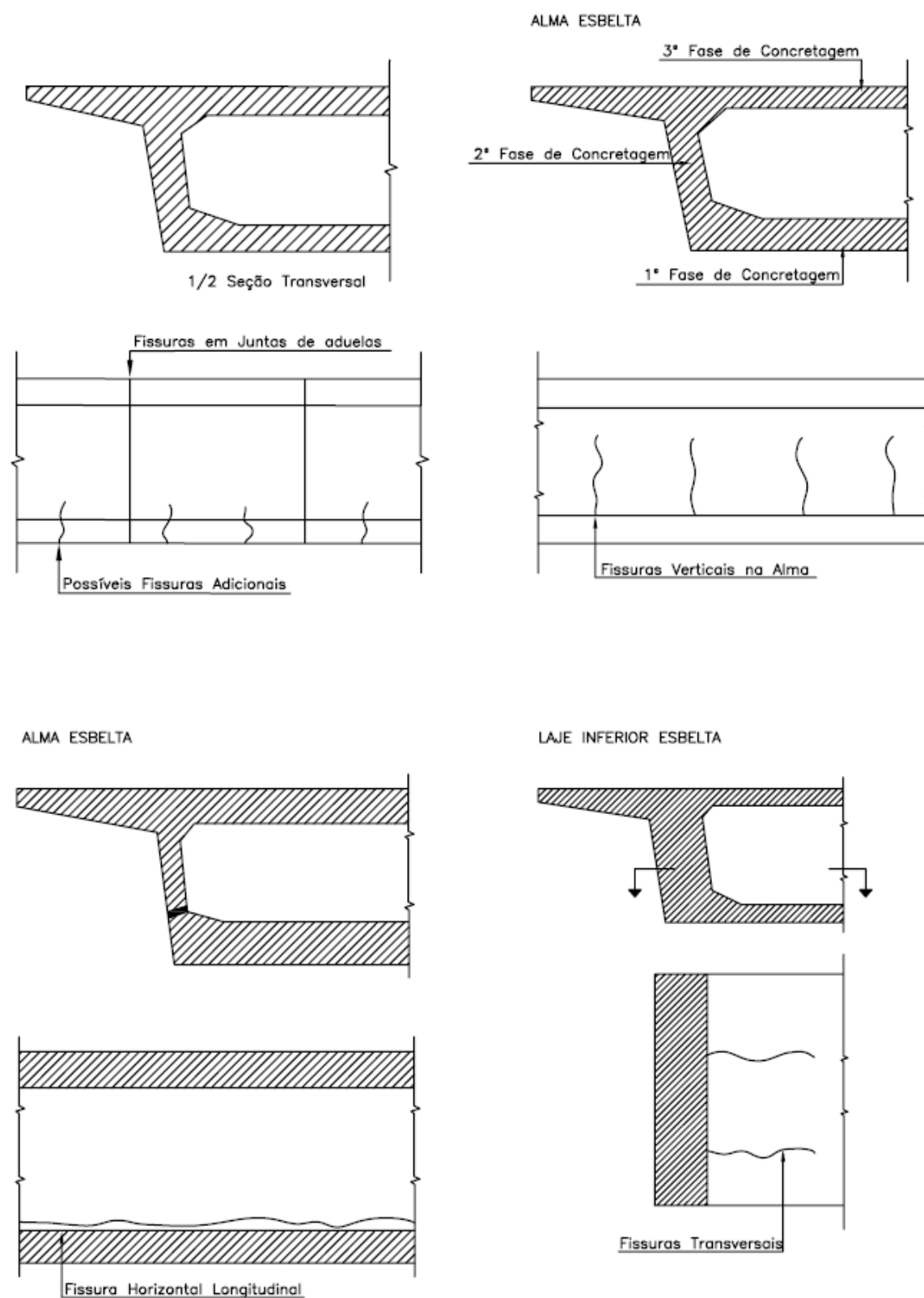


**Figura 14 – Fissuras nas vigas de concreto protendido:
Blocos de ancoragem e flanges**



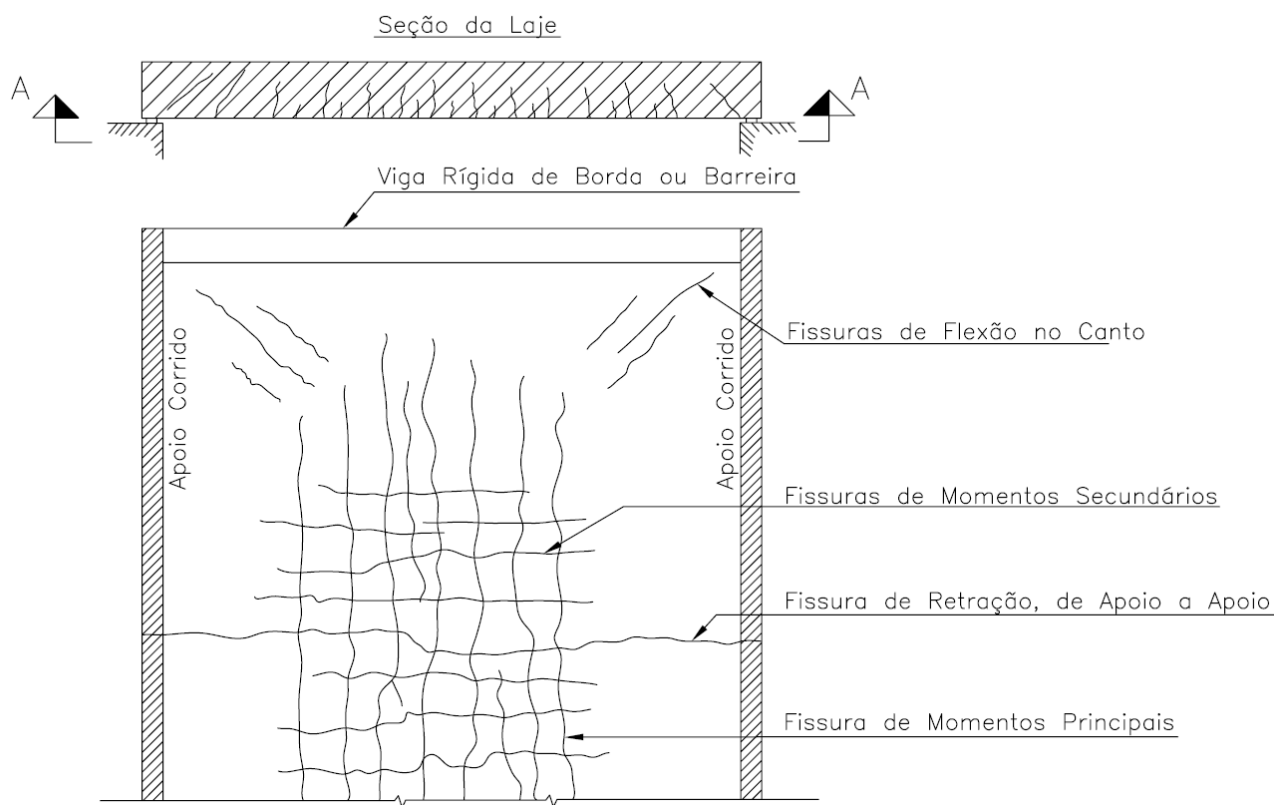
e) Nas estruturas em caixa

Figura 15 – Patologias de causas físicas na superestrutura



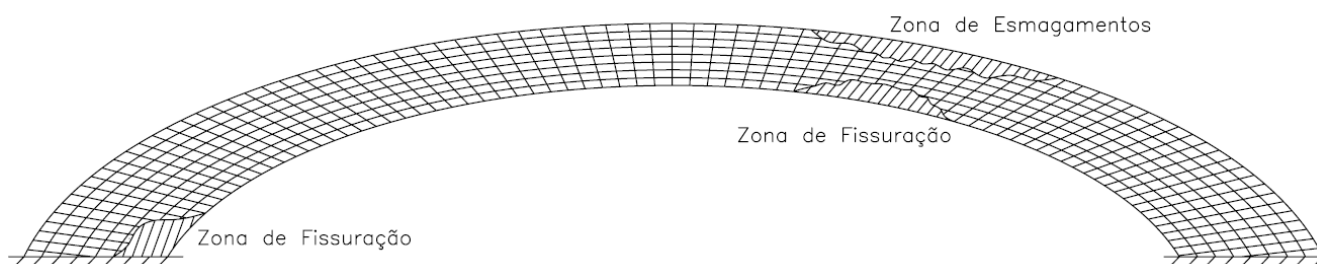
f) Nas estruturas em laje

Figura 16 – Patologias de causas físicas na superestrutura



g) Nas pontes em arco

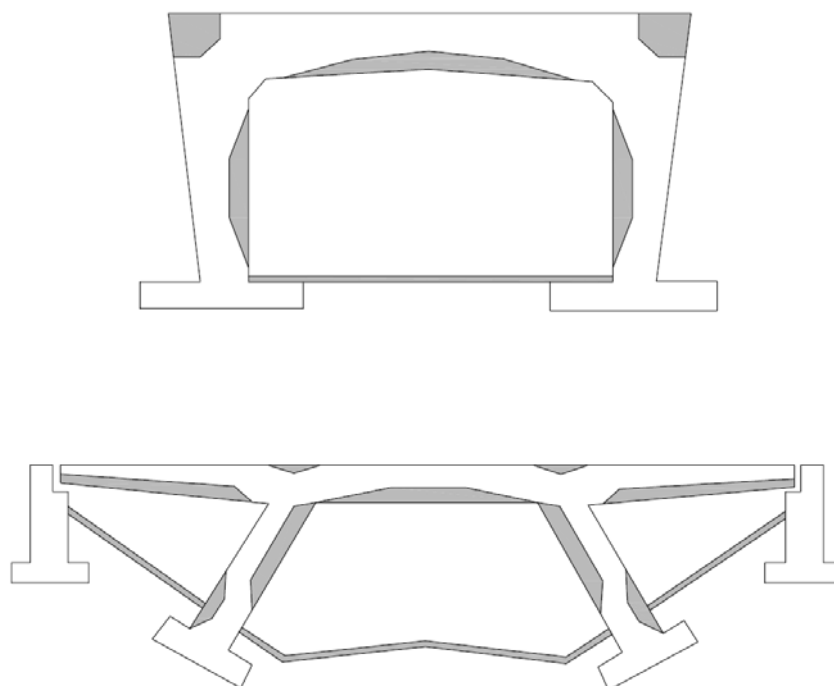
Figura 17 – Patologias de causas físicas na estrutura



As principais e mais perigosas patologias são a mudança de eixo do arco e as perdas de concreto, disgregado por excesso de carga ou por corrosão de armaduras.

h) Nas pontes em pórtico rígido

Figura 18 – Patologias de causas físicas na estrutura

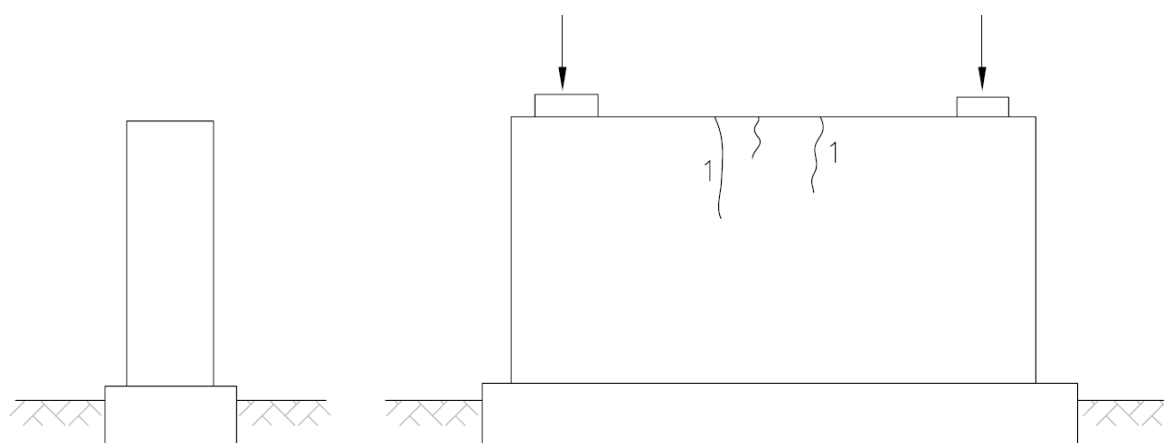


As partes escuras, tracionadas, são as mais suscetíveis de apresentar patologias.

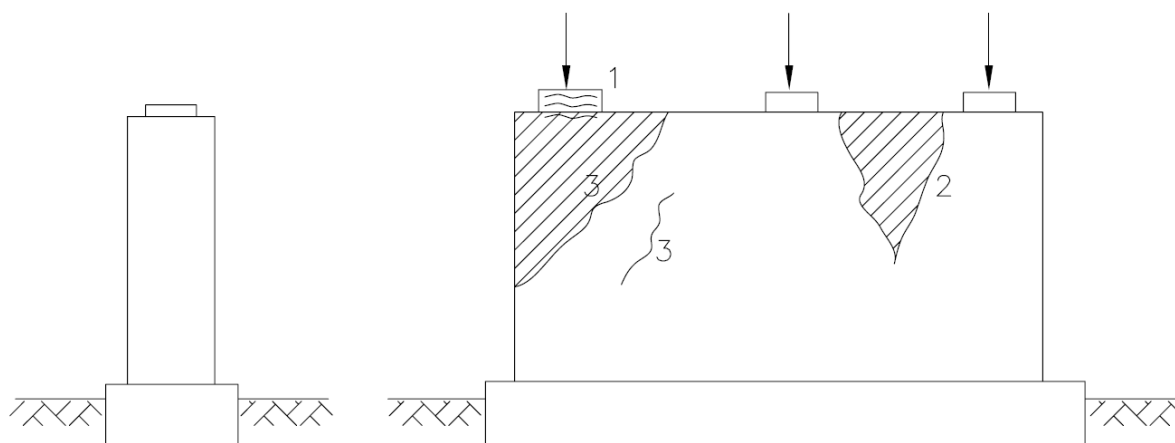
6.3.2. Na infraestrutura

a) Nos pilares parede

Figura 19 – Patologias na infraestrutura



1 – Trincas de tração no topo do pilar, em virtude das cargas nas extremidades.



1 – Dano no suporte do apoio externo

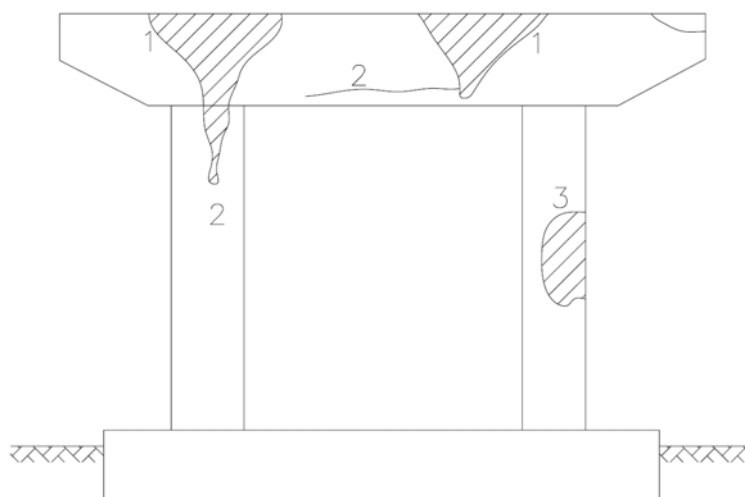
2 – Vazamento na junta de dilatação da superestrutura, afetando a parede do pilar

3 – Trincas no concreto em virtude da fraca armadura do pilar

b) Nos pilares isolados com travessa de ligação

Figura 20 – Patologias na infraestrutura

Pórtico com travessa



1 – Vazamento sobre a travessa de ligação

2 – Trincas longitudinais provocadas por corrosão de armaduras

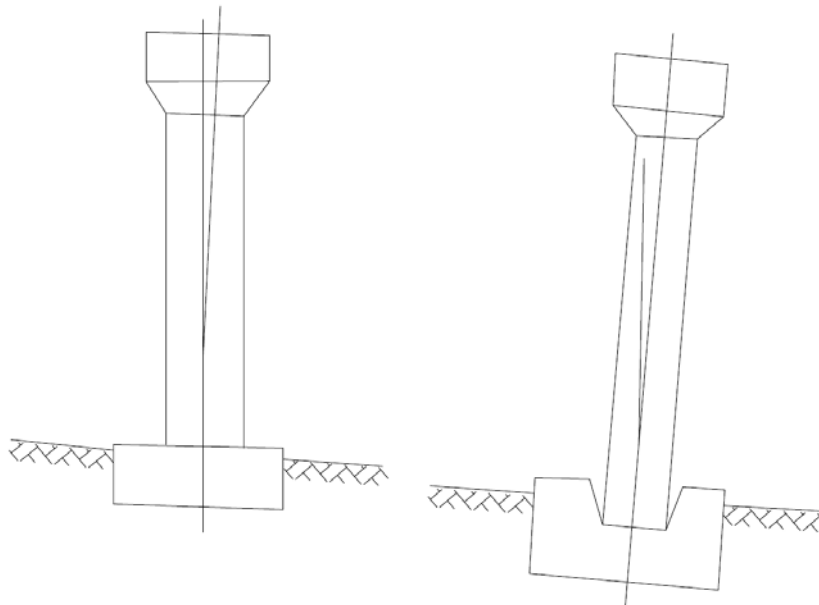
3 – Delaminação do cobrimento do concreto, provocada por vazamentos de juntas de dilatação

Pórtico com travessa



Trincas resultantes do excesso de carregamento na travessa

Figura 21 – Patologia nos pilares



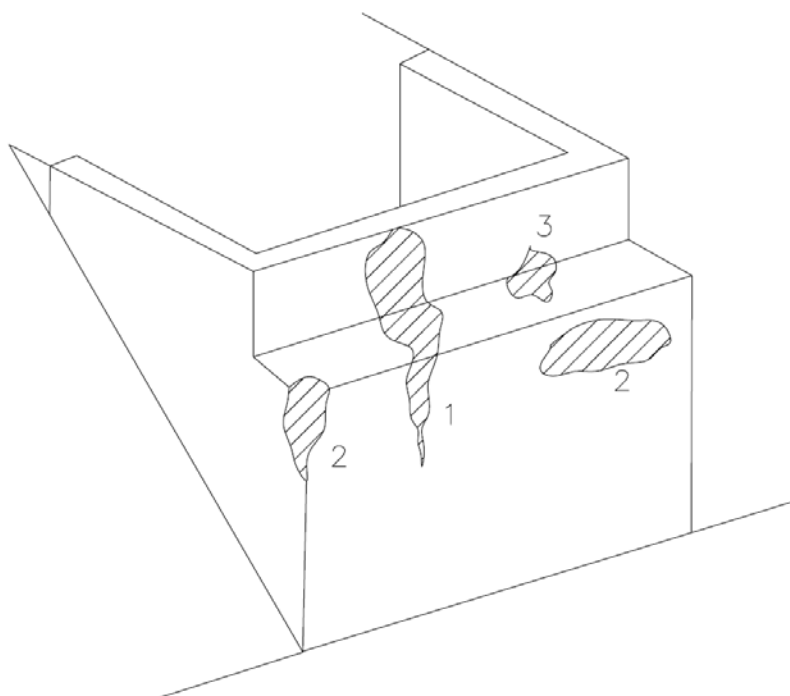
Inclinação do pilar em virtude do colapso da fundação ou da fixação defeituosa do pilar na sua base

6.3.3. Nos encontros

a) Patologias resultantes de infiltrações nas juntas de dilatação

Figura 22 – Patologias nos encontros

Encontro de pontes

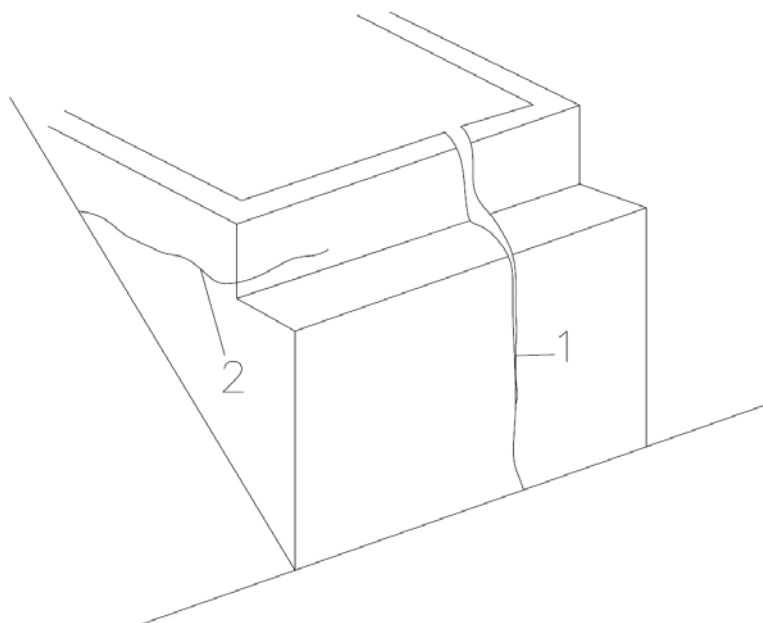


- 1 – Vazamento sobre a parede
- 2 – Delaminação do concreto
- 3 – Detritos no suporte dos apoios

b) Trincas resultantes de assentamento irregular das fundações

Figura 23 – Patologias nos encontros

Encontro de pontes



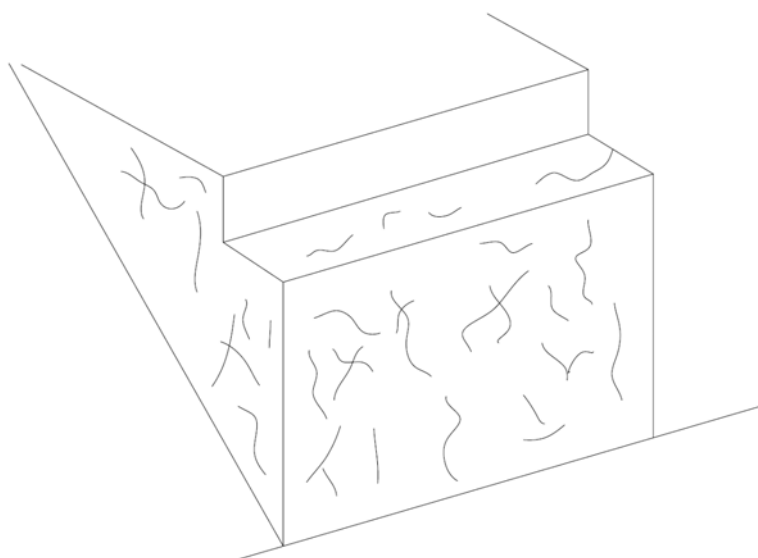
1 – Trincas em paredes com fraca armadura e terreno de fundação não uniforme

2 – Trincas de força cortante resultantes da falta ou de bloqueio de junta de dilatação

c) Trincas resultantes de fracas armaduras nas paredes

Figura 24 – Patologias nos encontros

Encontro de pontes

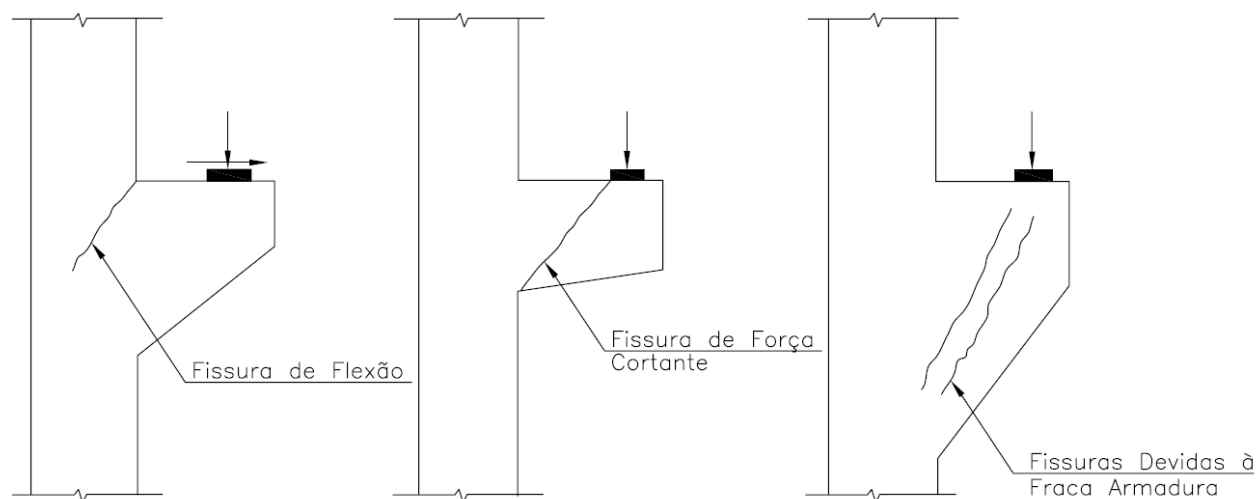


Trincas de pequena abertura, resultantes da retração, da fraca armadura e da concretagem deficiente

6.4. DETALHES ESPECIAIS

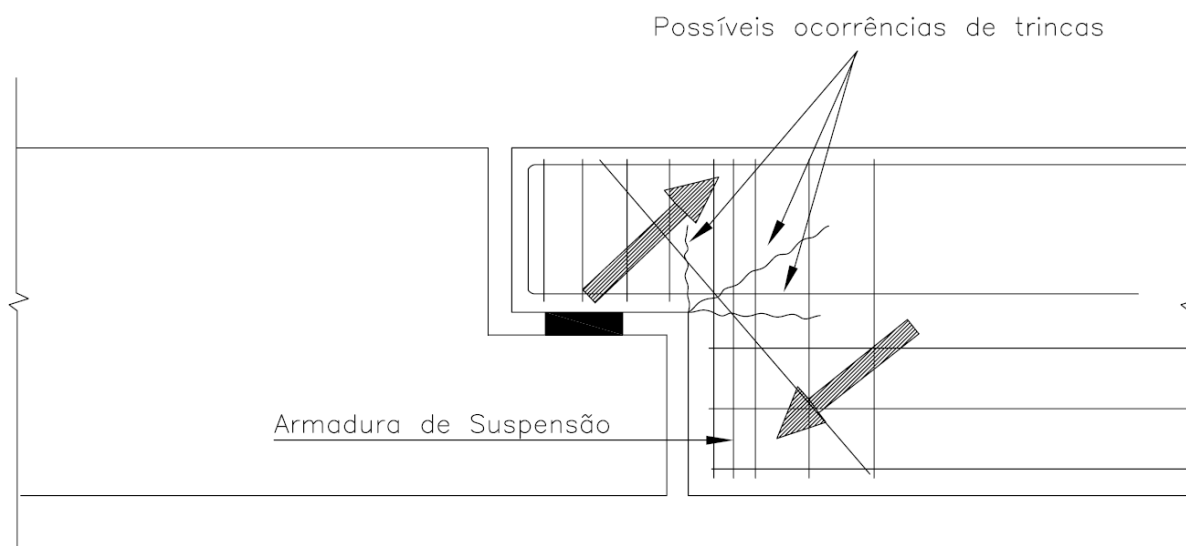
6.4.1. Dentes de apoio de vigas

Figura 25 – Diferentes tipos de fissuras nos dentes



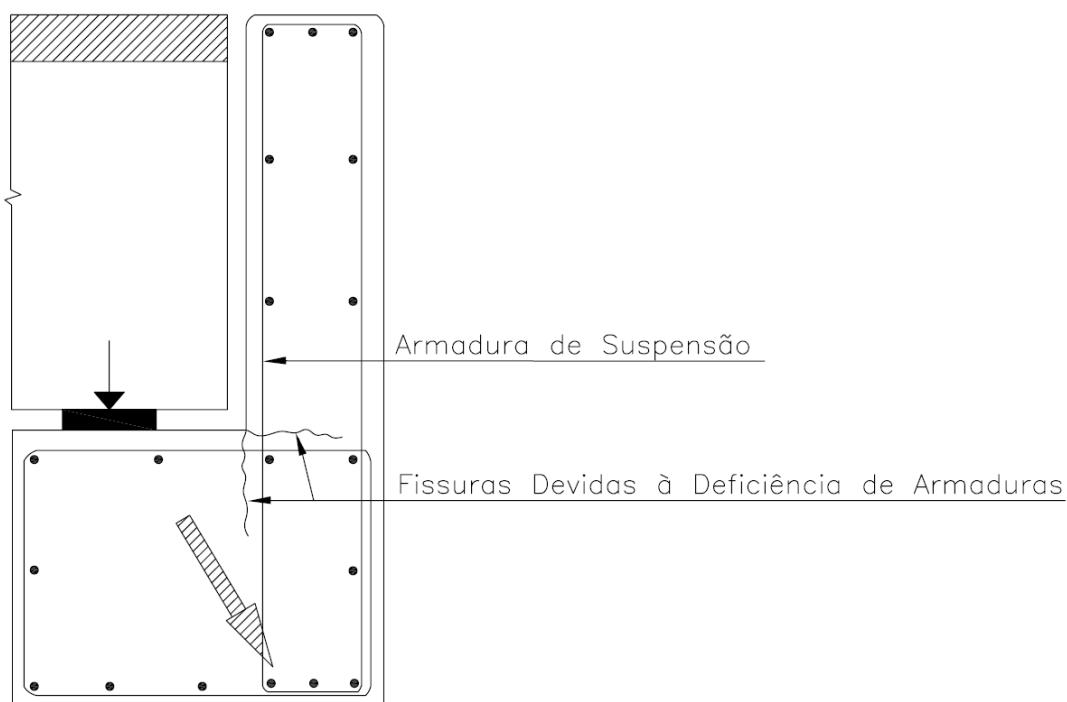
6.4.2. Vigas de apoio de vigas

Figura 26 – Vigas com alturas reduzidas e dentes



6.4.3. Apoios extremos de vigas

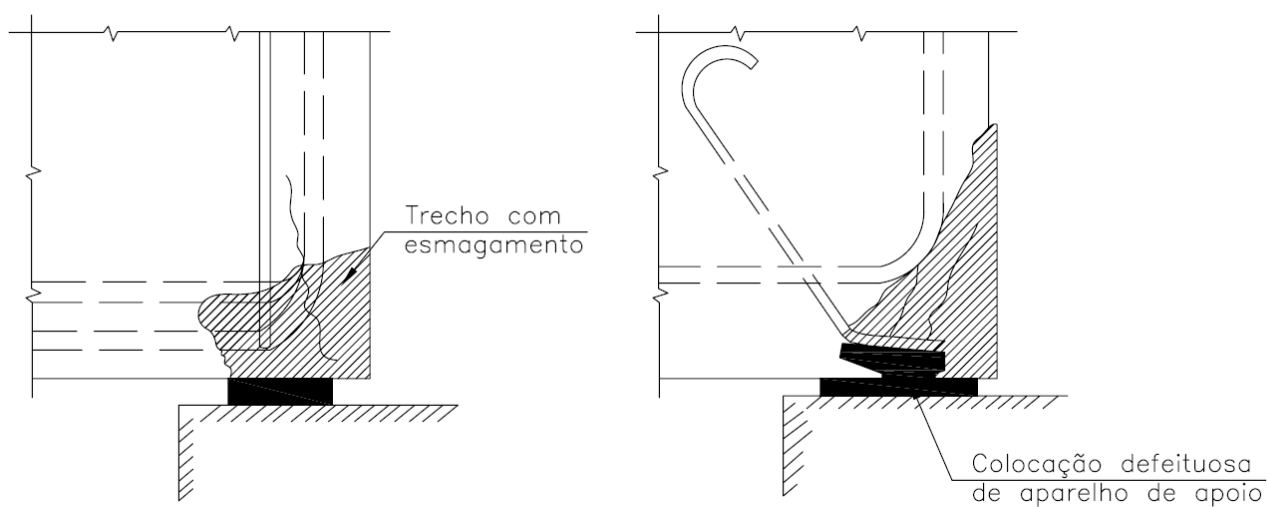
Figura 27 – Fissuras por deficiência de armaduras



Apoio extremo em travessa com dente

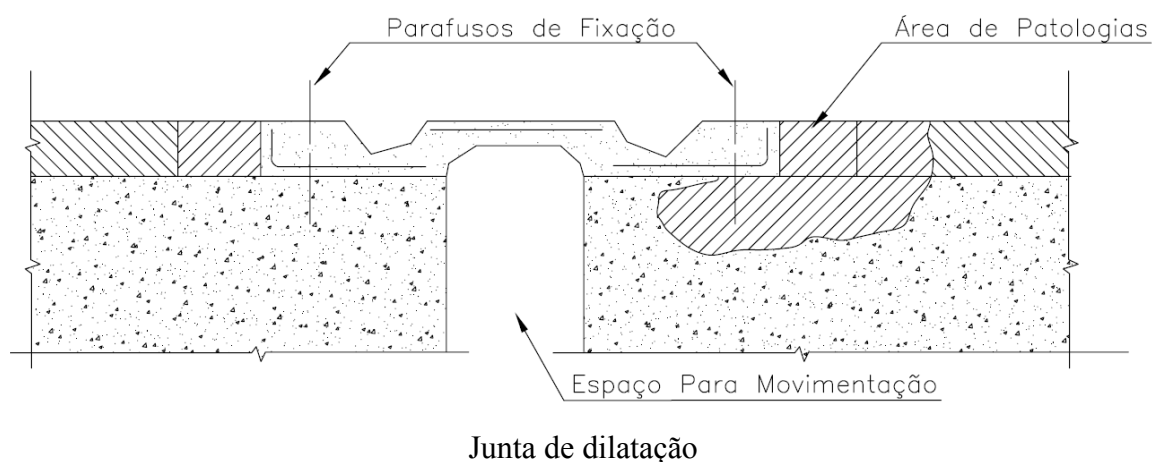
6.4.4. Cantos de vigas

Figura 28 – Esmagamentos resultantes de vazios de concretagem, colocação errada dos aparelhos de apoio ou mão-de-obra despreparada



6.4.5. Juntas de dilatação

Figura 29 – Patologias nas juntas de dilatação



6.5. IMPACTO DE VEÍCULOS E CHOQUE DE EMBARCAÇÕES

Os impactos de veículos na superestrutura podem ser laterais, nos guarda-rodas ou barreiras, quando a pista é estreita, ou verticais, nas vigas e lajes, quando o gabarito vertical é insuficiente.

Os impactos dos veículos na infraestrutura resultam de gabarito insuficiente e de falta de barreiras de proteção dos pilares.

Os choques de embarcações decorrem de gabarito insuficiente e de falta de dolphins de proteção dos apoios.

Nota: As figuras e textos a elas relativos foram extraídos de livros de V.K.Raina e Wojciech Radomski.

7. CAUSAS QUÍMICAS DE PATOLOGIAS DO CONCRETO

7. CAUSAS QUÍMICAS DE PATOLOGIAS DO CONCRETO

7.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Praticamente todas as causas químicas de patologias do concreto têm origem em falhas humanas, ocorridas desde a fase inicial de projeto, prolongando-se durante a execução da obra e estendendo-se ao longo da vida útil da estrutura.

Na fase de projeto e especificações, a avaliação otimista da agressividade do meio ambiente, a escolha inadequada do cimento, a dosagem imprópria e a falta de indicação de aditivos; na fase de construção, fôrmas pouco rígidas, vibração e adensamentos incompletos e insuficiente tempo de cura e, na fase de utilização, a falta de manutenção preventiva e corretiva; todos estes fatores, isolados ou combinados, contribuem para tornar o concreto poroso, permeável e fragilizado.

7.2. PRINCIPAIS CAUSAS QUÍMICAS DE PATOLOGIAS DO CONCRETO

- Ataques de sulfatos;
- Ataques de cloretos;
- Carbonatação do concreto;
- Reação álcali-agregados;
- Agressividade do meio ambiente;
- Corrosão do concreto;
- Corrosão das armaduras;
- Eflorescência.

7.3. PARTICULARIDADES DAS CAUSAS QUÍMICAS

7.3.1. Ataques de sulfatos

As trincas são resultantes de reações químicas expansivas entre sulfatos, existentes no solo, na água do mar ou em elementos contaminados existentes no próprio concreto ou no cimento, e que penetraram em concretos úmidos e permeáveis.

Em geral, estas reações têm lugar quando a estrutura fica submetida a uma temperatura não maior que 30° C, durante a maior parte de sua vida.

Os ataques dos sulfatos podem ser evitados com a utilização de cimentos adequados, tais como o Cimento Portland resistente a sulfatos, Cimento Portland pozolânico e Cimento Portland de alto-forno.

O objetivo principal é conseguir um concreto denso, com redução da porosidade e da permeabilidade e, conseqüentemente, da movimentação da umidade, inibindo a reação química com os sulfatos.

7.3.2. Ataques de cloretos

O concreto de boa qualidade, com cobrimento adequado, envolve as armaduras com uma camada passiva, protetora, que impede a sua corrosão.

Entretanto, se o cobrimento é insuficiente ou se o concreto é permeável, a camada passiva protetora pode ser rompida na presença de grande quantidade de íons-cloreto.

Os cloretos podem ter sua origem no cloreto de sódio, conhecido como sal de cozinha, existente em regiões marinhas, no próprio cimento utilizado, nos aditivos, nos agregados mal lavados, na água da mistura e na água usada na cura do concreto.

Quando a camada protetora é rompida, a armadura pode sofrer corrosão, que é um fenômeno eletro-químico; a corrosão do aço produz óxido de ferro e hidróxido de ferro, que têm um volume muito maior que a armadura original, não afetada.

O aumento de volume da armadura oxidada causa um aumento de tensões radiais em torno da armadura que produzem trincas radiais no concreto; estas trincas podem propagar-se ao longo da armadura e, em um conjunto de barras paralelas, podem provocar a delaminação do concreto.

A prevenção contra ataques de cloretos faz-se com a dosagem de um concreto denso e utilizando-se agregados bem lavados, cimento com porcentual baixo de cloretos, aditivos selecionados e água de boa qualidade.

7.3.3. Carbonatação do concreto

O dióxido de carbono reage com o hidróxido de cálcio $[Ca (OH)_2]$ existente na argamassa do concreto, provocando, eventualmente, um decréscimo crítico na alcalinidade; o valor do pH cai, de 13 para um valor em torno de 9, que, normalmente é insuficiente para proteger a armadura contra a corrosão; a profundidade da carbonatação aumenta com o tempo e as armaduras deixam de estar passivadas.

É um dano difícil de ser visualizado numa inspeção. Para ser detectado faz-se necessário o uso de um ensaio simples, com a aplicação de fenolftaleína com indicador na superfície recém fraturada do concreto. A parte do concreto carbonatada fica incolor ($\text{pH} < 9$) e a parte não carbonatada adquire a cor vermelha – carmim.

Há equações, dependentes de coeficientes empíricos, da umidade relativa do ar e da resistência à compressão do concreto, que permitem calcular, com aproximação suficiente, o início da corrosão das armaduras, para uma determinada espessura do cobrimento.

7.3.4. Reação álcali-agregado

Uma forma, que atualmente é menos frequente, de expansão do concreto com aparecimento de trincas, pode ocorrer em ambientes úmidos, como consequência de reações de certos tipos de sílica e carbonatos, existentes em alguns agregados, com os álcalis do cimento.

A reação entre os álcalis do cimento e os minerais reativos do agregado produz um gel, que ocupa mais volume e causa expansão e trincas, geralmente afastando-se da fonte da expansão.

A identificação visual da origem das trincas nem sempre é fácil, porque as trincas da reação álcali-agregado podem juntar-se às trincas resultantes dos ataques de sulfatos e cloretos, todas somente ocorrendo em condições de muita umidade.

Há vários sinais que indicam a existência da reação álcali-agregado, mas a identificação positiva somente pode ser feita em testes de laboratório, com testemunhos extraídos da peça estrutural sob suspeita.

Alguns dos sinais que denunciam a existência de reação álcali-agregado são citados a seguir:

- ✓ Presença de gel exsudando das trincas;
- ✓ Fragmentos cônicos, quebrados da superfície do concreto pela pressão interna da reação;
- ✓ Umidade persistente, descoloração do concreto;
- ✓ Movimentação de trechos fraturados do concreto, podendo ser bem pronunciada, se a reação álcali-agregado for muito acentuada.

A reação álcali-agregado é um fenômeno que ocorre a longo prazo, podendo levar vários anos para manifestar-se.

7.3.5. Agressividade do meio ambiente

Além dos sulfatos e cloretos, a agressividade do meio ambiente pode manifestar-se pela poluição atmosférica, através do dióxido de carbono e das chuvas ácidas, que encurtam a vida útil da estrutura, quando penetram em trincas e fissuras pré-existentes.

A variação brusca de temperatura, principalmente uma chuva fria logo após uma forte e continuada exposição ao sol quente, pode provocar trincas e fissuras; analogamente, a alternância de superfícies úmidas e secas.

Em países de clima mais frio, neve e gelo podem reduzir a durabilidade da estrutura.

7.3.6. Corrosão do concreto

A corrosão do concreto é um fenômeno essencialmente químico, que ocorre pela reação da pasta de cimento com alguns elementos químicos, provocando a dissolução do ligante ou a formação de compostos expansivos, que são fatores de deterioração do concreto.

O processo de corrosão do concreto depende tanto das propriedades do meio onde ele se encontra, incluindo a concentração de ácidos, sais e bases, como do próprio concreto.

7.3.7. Corrosão das armaduras

Esta subseção, pela sua importância, merece um tratamento especial; nas subseções anteriores, a corrosão das armaduras, produto final, foi abordada apenas superficialmente.

a) Início da corrosão

As armaduras estão protegidas quando envolvidas em concreto de boa qualidade e com um revestimento adequado; a proteção é devida à grande alcalinidade do concreto, $\text{pH} = 13$, que permite formar uma fina película protetora em torno da armadura.

Entretanto, esta fina camada protetora está sob constante ataque de agentes externos e, às vezes, internos; estes agentes podem ser os cloretos, os sulfatos e outros já tratados em subseções anteriores.

O tempo necessário para romper a camada protetora é chamado de período de iniciação; a duração deste período depende de uma série de fatores:

- ✓ Espessura da camada de revestimento: quanto menos espessa a camada, menor é o período de iniciação;

- ✓ Qualidade da camada de cobrimento, dependente principalmente da relação água-cimento: o período de iniciação diminui, quando a qualidade do concreto diminui, ou quando a relação água-cimento aumenta;
- ✓ Agressividade do meio ambiente: temperatura, umidade e nível de penetração de sulfatos, cloretos e penetração de dióxido de carbono;
- ✓ O tipo de mecanismo causador da corrosão: a carbonatação e a penetração de cloretos são os fatores mais importantes da deterioração.

Durante o período de iniciação, o processo da corrosão se desenvolve sem sinais visíveis de deterioração, tanto no concreto como na armadura; somente testes especiais permitem detectar o risco de futuras corrosões.

b) Propagação da corrosão

Quando a camada de concreto que passiva a armadura é rompida, inicia-se o processo da corrosão, que é um processo eletroquímico - uma corrente elétrica de baixa voltagem liga as áreas em corrosão: os anodos, onde a camada passivadora foi rompida, e as áreas sadias, os catodos, onde a camada passivadora está intacta.

A corrente elétrica é o resultado do comportamento natural de metais mergulhados em líquidos ou em concreto; se dois metais, com diferentes potenciais eletroquímicos, estão eletricamente conectados, é muito provável instalar-se a corrosão no metal com potencial mais baixo.

O anodo e o catodo podem estar distantes, desde que haja conexão elétrica entre eles: o meio acidificado do concreto ou a própria barra da armadura; a reação anódica produz elétrons e a reação catódica absorve elétrons.

Se a área do anodo é pequena em relação à área do catodo, a velocidade da corrosão será alta porque a corrosão está ocorrendo em uma pequena área é a corrosão local; os produtos desta corrosão são pretos, não expansivos e semelhantes a líquidos. A corrosão local desenvolve-se sem sinais visíveis, sendo perigosa e podendo provocar colapsos inesperados.

Quando a área do anodo é aproximadamente igual à área do catodo, tem-se a corrosão geral, que dá origem aos conhecidos produtos das cores amarelo/vermelho/castanho; estes produtos são sinais visíveis de corrosão, com aparecimento de trincas e disgregação do concreto.

c) Tipos de corrosão

São os seguintes os principais tipos de corrosão das armaduras:

- Corrosão em virtude da carbonatação

A carbonatação do concreto é causada pela presença do dióxido de carbono (CO_2) na atmosfera.

- Corrosão em virtude do ataque de sulfatos

As trincas são resultantes de reações químicas expansivas entre sulfatos, existentes no solo, na água do mar ou em elementos contaminados existentes no próprio concreto ou no cimento, e que penetraram em concretos úmidos e permeáveis.

- Corrosão em virtude do ataque de cloretos

O concreto de boa qualidade, com cobrimento adequado, envolve as armaduras com uma camada passiva, protetora, que impede a sua corrosão.

Entretanto, se o cobrimento é insuficiente, ou se o concreto é permeável, a camada passiva protetora pode ser rompida na presença de grande quantidade de íons-cloreto.

- Corrosão sob tensão ou *stress corrosion*

Aços sob tensão elevada são suscetíveis de corrosão acelerada, como pode acontecer com os cabos protendidos, sujeitando a estrutura à ruptura frágil.

- Corrosão de desgaste por atrito

Este tipo de corrosão geralmente ocorre quando há contato e atrito entre duas peças metálicas sujeitas à vibração: é o caso de pontes com trechos móveis.

- Corrosão química

Pode ocorrer em áreas industriais, em virtude de cloretos, dióxido de carbono ou poluição por dióxido de enxofre.

- Corrosão por corrente elétrica errante

Este tipo de corrosão, conhecida como eletrólise, ocorre quando uma corrente elétrica de alguma fonte externa alcança, por exemplo, um elemento estrutural enterrado; embora localizada, age de maneira muito mais rápida que outros tipos de corrosão.

7.4. EFLORESCÊNCIA

“A água pura da condensação da neblina ou do vapor d’água e a água mole da chuva contém pouco ou nenhum íon de cálcio. Quando estas águas entram em contato com a pasta de cimento Portland, tendem a hidrolisar ou dissolver os produtos que contém cálcio.”

Tecnicamente, a hidrólise da pasta de cimento continua até que a maior parte do hidróxido de cálcio tenha sido retirada por lixiviação. Com isso, os constituintes cimentícios da pasta de cimento endurecida ficam susceptíveis à decomposição química. Esse processo, consequentemente, reflete em géis de sílica e alumina com pouca ou nenhuma resistência.

Além da perda de resistência, a lixiviação do hidróxido de cálcio do concreto pode ser considerada indesejável por razões estéticas. Frequentemente, o produto lixiviado interage com o CO₂ presente no ar e forma uma crosta esbranquiçada de carbonato de cálcio na superfície. O fenômeno é conhecido por eflorescência (Mehta e Monteiro, 2008).”

8. PREVENÇÃO E TRATAMENTO DAS PATOLOGIAS DO CONCRETO

8. PREVENÇÃO E TRATAMENTO DAS PATOLOGIAS DO CONCRETO

8.1. PREVENÇÃO

8.1.1. O material concreto

O concreto de cimento Portland é, atualmente, o material estrutural manufaturado mais utilizado: tem propriedades adequadas para a maioria das construções, tem baixo custo e, convenientemente empregado, tem longa vida útil.

Não é possível dar um tratamento científico ao concreto, visto que, apesar de sua aparente simplicidade, tem uma estrutura não homogênea e altamente complexa; além disso, a estrutura do concreto não tem uma propriedade estática, assemelhando-se mais a outros sistemas vivos, como a madeira; também, em geral, o concreto é manufaturado no próprio canteiro de obras.

A durabilidade do concreto, propriedade que caracteriza o seu tempo de vida útil em determinadas condições ambientais, depende da impermeabilidade do material e da estanqueidade da estrutura; sendo a pasta de cimento alcalina, a exposição a substâncias ácidas é prejudicial; a permeabilidade pode ser definida como a facilidade com que um fluido escoar através de um sólido.

A resistência do concreto, definida como sua capacidade de resistir à tensão sem ruptura e sem o aparecimento de fissuras importantes, é a propriedade considerada mais importante pelos engenheiros estruturais e pelo controle de qualidade. Dois são os fatores principais mais importantes na resistência do concreto: a relação água/cimento e a porosidade; outros fatores são: adensamento, cura, dimensões e mineralogia dos agregados, aditivos e tipo de tensão e velocidade do carregamento a que a estrutura é submetida.

Os componentes do concreto são os cimentos, os agregados, a água, os aditivos e as adições.

a) Cimentos

- **Cimentos Portland**

O cimento Portland comum é um cimento de uso geral que pode ser empregado quando não houver necessidade de propriedades especiais tais como resistência elevada a determinados agentes agressivos, alta resistência inicial, baixo calor de hidratação.

A adição de certos produtos, cujas características físicas e químicas sejam bem conhecidas, confere ao cimento Portland comum as propriedades especiais muitas vezes necessárias e, até, indispensáveis; a ABNT tem Normas para estes cimentos, comuns e especiais, relacionadas a seguir:

ABNT NBR 5732: 1991 – Cimento Portland comum – Especificação;

ABNT NBR 5733: 1991 – Cimento Portland de alta resistência inicial – Especificação;

ABNT NBR 5735: 1991 – Cimento Portland de alto forno – Especificação;

ABNT NBR 5736: 1991 – Cimento Portland pozolânico – Especificação;

ABNT NBR 5737: 1992 – Cimento Portland resistente a sulfatos – Especificação;

ABNT NBR 11578: 1991 – Cimento Portland composto – Especificação;

ABNT NBR 12989: 1993 – Cimento Portland branco – Especificação;

ABNT NBR 13116: 1994 – Cimento Portland de baixo calor de hidratação – Especificação.

- Cimentos hidráulicos especiais

São cimentos Portland modificados, para atender a algumas necessidades especiais da indústria de construção.

- Cimentos Portland compostos

Além da economia de custos, a adição de escórias melhora o comportamento dos cimentos Portland sob certos aspectos.

- Cimentos expansivos

São cimentos hidráulicos que, contrariamente ao cimento Portland, se expandem durante os períodos iniciais de hidratação, após a pega.

b) Agregados

Embora mais de 70% do concreto seja constituído de agregados, sua influência na resistência, geralmente, não é levada em conta, visto que não é um fator determinante; existem, porém, outras características do agregado, além da resistência, que é várias vezes maior que a do concreto, que influem na resistência deste último, em vários níveis: tamanho, forma, textura da superfície, distribuição granulométrica e mineralogia.

Um fenômeno, hoje bastante conhecido, a reação álcali-agregado, deve ser evitado, utilizando-se cimentos e agregados compatíveis.

Os agregados podem ter várias denominações: agregado graúdo, agregado miúdo, cascalho, areia, escória de alto forno, pedra britada e cascalho britado.

Devem ser consultadas as Normas ABNT NBR 7211, ABNT NBR 15577-1, ABNT NBR 15577-2, ABNT NBR 15577-3, ABNT NBR 15577- 4 e DNER 037/97.

c) Água

A importância da quantidade de água de mistura na resistência do concreto e nas demais propriedades já foi citada em seções anteriores; além disso, é importante a qualidade dessa água: impurezas na água podem alterar a pega do cimento, a resistência do concreto, causar defeitos arquitetônicos nas superfícies e causar corrosão nas armaduras. Uma maneira simples de verificar a adequabilidade de uma água é comparando-se o tempo de pega e a resistência de corpos de prova de argamassas, com a água em questão, e outras com a água considerada boa; uma tolerância de, aproximadamente, 10% é, normalmente, permitida para variações.

Uma água considerada boa para uso como água de amassamento do concreto é considerada boa para ser utilizada na cura do concreto.

d) Aditivos e adições

Aditivos e adições para concreto, tais como cloreto de cálcio, escória granulada e pozolanas, tendem a aumentar o volume de poros finos no produto de hidratação do cimento e apresentam retração, por secagem, maiores; aditivos e adições, que aumentam a retração por secagem, aumentam a fluência. De acordo com a Norma NBR 6118, subseção 7.4.4, não é permitido o uso de aditivos contendo cloreto.

O entendimento de que as propriedades do concreto, tanto no estado fresco como no endurecido, podem ser modificadas pela adição de certos materiais a misturas de concreto, deu origem a grande número de aditivos, com diferentes capacidades de modificação destas propriedades.

São as seguintes as Normas da ABNT referentes a aditivos:

ABNT NBR 11768 – Aditivos para concreto de cimento Portland – Especificação;

ABNT 2317 – Verificação do desempenho de aditivos para concreto;

ABNT NBR 10908 – Aditivos para argamassa de concreto – Ensaio de uniformidade.

São comumente empregados como adições minerais os materiais pozolânicos naturais e subprodutos industriais tais como a cinza volante e a escória; são as seguintes as Normas da ABNT a eles referentes:

ABNT NBR 12653 – Materiais pozolânicos;

ABNT NBR 8952 – Coleta e preparação de amostras de materiais pozolânicos;

ABNT NBR 5752 – Materiais pozolânicos – Determinação da atividade pozolânica com cimento Portland;

ABNT NBR 5751/92 – Materiais pozolânicos – Determinação da atividade pozolânica – Índice de atividade pozolânica com cal.

8.1.2. Principais causas das patologias do concreto

a) Projeto estrutural

No projeto estrutural, devem ser atendidas todas as prescrições normativas pertinentes, inclusive as referentes às condições ambientais, com influência direta na qualidade do concreto, na resistência do concreto, no fator água/cimento e no cobrimento mínimo das armaduras.

No projeto estrutural devem ser bem dimensionados e detalhados juntas de dilatação e contração, aparelhos de apoio, drenos e declividades, para o bom escoamento das águas pluviais.

Convém salientar que as pontes de concreto devem ser robustas e funcionais, sem prejuízo da beleza e da elegância.

b) Execução

Na execução, devem ser empregados materiais de boa qualidade, testados, e operados por mão-de-obra especializada.

Fôrmas e escoramentos bem dimensionados, existência de planos de concretagem e de protensão, se for o caso, são indispensáveis para uma boa execução.

c) Manutenção

A manutenção, preventiva e corretiva, é essencial para a funcionalidade e durabilidade da obra.

8.1.3. Conclusões

O conhecimento do material concreto, um projeto estrutural adequado e boas práticas de execução e manutenção garantem a durabilidade da obra.

8.2. PATOLOGIAS DO CONCRETO

8.2.1. Considerações gerais

O tratamento das patologias do concreto depende da sua correta avaliação, baseada, primeiramente, em inspeção cuidadosa e, em certos casos, em testes de laboratório e cálculos estruturais, de verificação.

Nenhum serviço de reparo deve ser iniciado antes da precisa identificação da origem das patologias.

Pode haver ligeiras diferenças no tratamento de patologias idênticas que ocorrem na superestrutura e na infraestrutura.

Os diversos elementos necessários para elaboração de um plano de recuperação são:

- ✓ Dados precisos e detalhados de inspeções;
- ✓ Locação dos danos, defeitos e dificuldades;
- ✓ Análise das causas dos danos, defeitos e dificuldades;
- ✓ Avaliação estrutural;
- ✓ Projeto de recuperação;
- ✓ Avaliação de custos.

8.2.2. Tipos de patologias

a) Em elementos de concreto armado

- Trincas e fissuras

As trincas e fissuras são de diversos tipos e podem ter diferentes causas; a importância destas patologias depende do tipo de estrutura, de sua locação e se suas aberturas e comprimentos são influenciados pelo tempo e pelos carregamentos.

Algumas causas do aparecimento das fissuras são: assentamento e retração plástica, retração por secagem, assentamento dos apoios, deficiências estruturais, agregados reativos, corrosão de armaduras, restrições a alongamentos e encurtamentos térmicos e ataques de cloretos e sulfatos.

- Patologias superficiais

As patologias superficiais nos elementos de concreto armado podem ser:

- Desgaste superficial: perda progressiva de massa de uma superfície de concreto; pode ocorrer em virtude de abrasão, erosão ou cavitação; abrasão, geralmente se refere ao atrito seco, como no caso do desgaste de pavimentos e pisos industriais; erosão é a denominação da ação abrasiva de fluidos contendo partículas sólidas em suspensão; cavitação é a denominação da perda de massa pela formação de bolhas de vapor e sua subsequente ruptura em virtude de mudanças repentinas da direção em águas que fluem em alta velocidade. Os desgastes superficiais ocorrem porque a pasta de cimento endurecida não possui alta resistência ao atrito; o ACI recomenda que a resistência à compressão do concreto superficial não deva ser inferior a 28 MPa.

- Delaminação: separação laminar do concreto superficial ao longo de um plano paralelo à superfície; pode ser causada por corrosão de armaduras.
- Pipocamento ou “pop-out”: ruptura e separação de pequenas porções de concreto superficial, em virtude de pressões internas localizadas que provocam depressões rasas e cônicas; os buracos resultantes variam de 10 mm a 50 mm.
- Deterioração por fogo: o concreto é incombustível e não emite gases tóxicos, quando exposto às altas temperaturas; o concreto, diferentemente do aço, é capaz de manter resistência suficiente por períodos relativamente longos, permitindo operações de resgate, pela redução de colapso estrutural.
- Disgregação: fenômeno que se caracteriza por rupturas do concreto, especialmente em zonas salientes das peças; em geral, a disgregação tem origem em esforços internos que dão origem a fortes trações que o concreto pode não suportar.
- Manchas: descolorações causadas por substância penetrante.
- Ninhos: vazios no concreto, causados por concretagem defeituosa, quando a argamassa não preenche os espaços entre o agregado graúdo.
- Outras patologias

Nos elementos de concreto armado podem ser:

- Desagregação: fenômeno que se inicia na superfície dos elementos de concreto com uma mudança de coloração e indica a existência de ataque químico; na desagregação do concreto, o cimento vai perdendo seu aglomerante, ficando, conseqüentemente, os agregados livres da união que a pasta lhes proporciona.
- Corrosão: degradação do concreto ou do aço, causada por ataque eletroquímico ou químico.
- Carbonatação: conversão dos íons de cálcio do concreto endurecido em carbonato de cálcio, pela reação com o dióxido de carbono da atmosfera.
- Reação álcali-agregado: reação química entre álcalis, sódio e potássio, do cimento Portland, ou outras fontes, e certos constituintes de certos agregados, que podem causar expansões anormais e fissuras no concreto ou argamassa, sob certas condições de serviço.
- Eflorescência: depósito de sais brancos sobre a superfície do concreto, quando uma solução contendo sais vaza através da alvenaria ou concreto e depois evapora.

b) Em elementos de concreto protendido

As patologias em elementos de concreto protendido podem ser:

- Trincas e fissuras – as trincas e fissuras podem ser um indicativo de sérios problemas no concreto protendido; fissuras próximas das zonas de ancoragem de elementos protendidos indicam deficiência de armaduras passivas; fissuras verticais podem indicar insuficiência ou perda de protensão; fissuras na face inferior e junto aos apoios do elemento protendido podem indicar restrições aos movimentos dos apoios.
- Manchas – se as manchas de ferrugem em elementos de concreto protendido são provenientes de corrosão dos cabos protendidos, há uma séria ameaça à estabilidade estrutural dos elementos.
- Delaminação – a perda de seção em elementos de concreto protendido altera as características da seção e o estado de tensões.
- Deformação excessiva – pode indicar perda de protensão e ameaçar a estabilidade.

8.3. MATERIAIS DE RECUPERAÇÃO

8.3.1. Argamassa e concreto de cimento Portland

Estes materiais são os mais usados para recuperação; aditivos diversos, tais como aceleradores de pega, retardadores de pega, plastificantes e superplastificantes podem ser usados para aumentar o tempo de início de endurecimento, a trabalhabilidade e a retração.

8.3.2. Argamassa de resina epoxídica

Para recuperar pequenas áreas, esta argamassa é muito utilizada; com aditivos adequados, a argamassa pode ter prolongado o tempo de assentamento e também a resistência.

8.3.3. Concreto modificado por látex

Trata-se de concreto de cimento Portland modificado por emulsão de látex; muito utilizado em sistemas de proteção de estrados de pontes.

8.3.4. Concreto com cimento de alta resistência inicial

Tem sido muito usado quando é tolerável uma alta retração e um lento ganho de resistência final em baixas temperaturas.

8.3.5. Concreto aditivado com sílica ativa

Para aumentar a compacidade, durabilidade e resistência.

8.3.6. Materiais betuminosos

a) Pinturas asfálticas

Usadas para impermeabilizações e proteção do concreto contra a agressividade do meio ambiente; necessita de exames constantes e consertos periódicos.

b) Asfalto selante quente

Usado como vedante barato de fissuras.

c) Asfalto quente jateado

Tipo de asfalto altamente impermeável, usado para restaurar superfícies com aplicações finas, da ordem de 1 a 2 cm.

8.4. TÉCNICAS DE RECUPERAÇÃO E TRATAMENTOS

8.4.1. Remoção e substituição de concreto

a) Remoção de concreto

Qualquer remoção de concreto somente deve ser iniciada após ser verificada que a estabilidade do elemento estrutural ou da obra não será prejudicada; terminada a remoção, a superfície do concreto remanescente deve ser sadia e áspera bastante, para garantir a aderência com o novo concreto, argamassa cimentícia ou não, grout, etc, que será colocado. A remoção é chamada de superficial, quando a camada a ser removida é inferior ao cobrimento da armadura, e profunda, quando ultrapassa o cobrimento da armadura e a própria armadura.

A remoção do concreto deteriorado pode ser conseguida por meios mecânicos, térmicos ou químicos, dependendo da localização, extensão e espessura da camada de concreto a ser removida; os meios mecânicos são os mais utilizados, e os usuais são: remoção por ponteiros ou cinzéis, remoção com auxílio de rompedores, remoção por jato de areia e remoção por jato de água de alta pressão. A limpeza pode ser feita com jato de ar comprimido. Em todos os métodos mecânicos deve-se controlar barulho, poeira e vibração.

De todos os métodos mecânicos, o mais recomendável é o de jato de água de alta pressão, ou hidrodemolição, que remove o material deteriorado mais rapidamente e mais seletivamente, sem provocar microfissuras.

b) Substituição de concreto

A substituição de concreto, em extensas e contínuas áreas, deve-se processar da mesma forma que na construção da estrutura; entretanto, algumas particularidades da junção de dois concretos diferentes, o velho e o novo, devem ser consideradas.

A escolha do material de recuperação depende do volume de concreto a ser substituído, da profundidade do reparo, dos efeitos das cargas sobre o reparo e das condições de acesso e trabalhabilidade do local do reparo.

O concreto de reparo deve ter suas propriedades finais iguais às do concreto da estrutura existente: resistência, módulo de elasticidade, fluência etc.

Convém notar que qualquer reparo deixa cicatrizes na estrutura, no aspecto estético; deve-se considerar a possibilidade de ser necessário aplicar acabamentos para diminuir o contraste entre estrutura existente e reparos.

8.4.2. Remoção de corrosão

A remoção de corrosão de armaduras de concreto armado, cabos de protensão, ancoragens, aparelhos de apoio metálicos, guarda-corpos metálicos e outros elementos pode ser feita, dependendo da extensão, com escovas de aço, lixas manuais ou mecânicas e jatos de areia; a remoção deve incluir a camada de concreto contaminada.

Após a remoção, deve ser verificado se houve perda de seção nas armaduras; qualquer perda de seção maior que 10% deve ser coberta por armadura adicional, devidamente ancorada.

8.4.3. Remoção de manchas

A remoção de manchas, eliminadas suas causas e dependendo de sua extensão, pode ser efetuada com escovas de aço, lixas manuais ou mecânicas e jatos de ar ou de água; dependendo da porosidade do concreto, uma solução levemente acidulada também pode ser usada com sucesso.

8.4.4. Tratamento de vazios, cavidades, ninhos e disgregações

Após a remoção do concreto deteriorado e limpeza cuidadosa, e dependendo da localização da anormalidade, pode ser aplicado grout de cimento Portland, argamassa de cimento, argamassa epóxica, argamassa polimérica; o concreto projetado é preferível para faces inferiores e, até, laterais.

8.4.5. Tratamento de trincas e fissuras

O tratamento de trincas e fissuras não deve ser iniciado antes da perfeita identificação de suas causas.

As trincas e fissuras podem ser separadas em duas classes distintas, para orientar sobre o tipo de reparo:

- Fissuras mortas ou inativas: cujas aberturas não aumentam e nem diminuem, e também não crescem de tamanho.
- Fissuras vivas ou ativas: as que ainda estão sujeitas a movimentações.

a) Tratamento de fissuras inativas

Para impedir a penetração de águas superficiais, é suficiente, ou apenas escovar a fissura e comprimir uma argamassa de cimento e areia, ou alargar a fissura, em forma de V, e recompor a superfície, também com argamassa de cimento e areia.

Recentemente apareceram formulações com resina epóxica que podem endurecer até em ambientes úmidos e em presença do concreto fresco.

b) Tratamento de fissuras ativas

Há um grande número de selantes para vedação de fissuras ativas; os mais conhecidos são os compostos à base de betume, os poliuretanos e os modificados.

- Fissuras ativas de pequena abertura

Estas fissuras podem ser reparadas por injeção de resina epóxica; as injeções devem ser feitas através de purgadores distanciados de uma vez e meia a profundidade da fissura, com os intervalos selados; é preciso cuidar para que o composto do epóxi e do endurecedor, que ganham viscosidade assim que são misturados, ainda estejam dentro do seu pot-life, tempo limite para sua aplicação.

- Fissuras ativas de grande abertura e fraturas

Estas fissuras devem ser encaradas como juntas móveis e os reparos devem antecipar os seus prováveis aumentos de dimensão; o tratamento se inicia com a abertura de uma cavidade ao longo da fissura, cavidade esta que deve ser preenchida com um selante elástico adequado.

A escolha do selante deve ser determinada pela movimentação prevista para a fissura; há três tipos principais de selantes plásticos:

- Mastiques: geralmente são líquidos viscosos, com fillers ou fibras; são recomendados quando o movimento previsto não exceder 15% da abertura da cavidade, que deve ser aberta na relação 2:1, profundidade/largura. São os selantes mais baratos, mas devem ser usados em faces verticais ou em faces livres do tráfego.
- Termoplásticos: substâncias que se tornam líquidas ou semiviscosas, quando aquecidas a uma temperatura da ordem de 100° C; incluem asfaltos e asfaltos modificados e as cavidades

devem ser abertas com inclinações de 1:1, com movimentações máximas da ordem de 25%. Embora a extrusão destes materiais seja menor que a dos mastiques, em altas temperaturas esta extrusão ocorre e detritos podem ser captados.

- Elastômeros: há uma grande variedade destes materiais, que incluem poliuretanos, silicones e acrílicos; alguns são simples e outros compostos de dois materiais. Os elastômeros apresentam grande vantagem sobre outros tipos de selantes, porque não necessitam ser aquecidos antes da aplicação, possuem excelente adesão ao concreto, não perdem a elasticidade nas temperaturas normais e, também, possuem maior capacidade de alongamento.

8.4.6. Corrosão: evolução, controle, tipos e tratamento

Em virtude de sua grande importância na degradação do concreto, a corrosão deve ser estudada sob vários aspectos.

a) Início da corrosão

As armaduras, quando envolvidas por concreto de boa qualidade e com suficiente cobrimento, estão protegidas contra a corrosão, em virtude da alcalinidade do meio ambiente, passivante da armadura ($\text{pH}=13$); esta proteção, porém, pode vir a ser rompida por uma série de fatores que somente se manifestam, visivelmente, após um período inicial; a duração deste período depende da espessura do cobrimento da armadura, da qualidade do cobrimento, da agressividade do meio ambiente (umidade, temperatura), do nível de contaminação de sulfatos e cloretos e da penetração de dióxido de carbono.

A carbonatação e a penetração de cloretos são os mais importantes fatores da corrosão.

b) Carbonatação

A carbonatação é causada pelo dióxido de carbono (CO_2) existente na atmosfera, que reage com o hidróxido de cálcio, $\text{Ca}(\text{OH})_2$, da pasta de cimento, podendo provocar uma diminuição crítica da alcalinidade; o valor do pH abaixo de 9 é insuficiente para proteção da armadura.

c) Cloretos

A presença de cloretos no concreto pode ter várias origens: água da mistura, agregados, água utilizada na cura e contacto com o solo, especialmente em zonas costeiras; os cloretos presentes no concreto fresco, isto é, os provenientes da água da mistura e da água de cura, ficam intimamente e quimicamente ligados à pasta durante o endurecimento e não são considerados, por si só, prejudiciais ao concreto.

d) Carbonatação e cloretos

Os concretos com alto percentual de cloretos podem ter parte destes cloretos liberados em presença da carbonatação, acelerando a corrosão; se este processo ocorrer simultaneamente com o umedecimento e secagem do concreto, a corrosão pode ser muito rápida.

O processo de corrosão das armaduras é um processo eletroquímico, onde uma corrente de baixa voltagem liga as áreas em corrosão, os anodos, e as áreas ainda não corroídas, os catodos; os anodos e os catodos podem estar situados na mesma barra de armadura.

e) Remoção de cloretos

Não existe, na presente data, um processo para transformar os cloretos do meio ambiente agressivo e que penetraram no concreto, em compostos insolúveis, de maneira a passivar o potencial da corrosão; alguns possíveis processos de tentativas de remoção dos cloretos são:

- Tratamento com água;
- Tratamento com leite de cal;
- Eletrosmose;
- Remoção mecânica da camada de concreto contaminada.

A eficiência dos três primeiros processos não está comprovada.

f) Controle da corrosão

A corrosão das armaduras pode ser evitada, ou, pelo menos, controlada, com projetos mais cuidadosos, especificações mais rigorosas e materiais adequados; alguns dos fatores que minorariam os problemas da corrosão são listados a seguir:

- Evitar o uso de metais diferentes ou a presença de metais enterrados em solos diferentes, para impedir a circulação de correntes galvânicas;
- Selecionar materiais adequados à agressividade do meio ambiente, especialmente nas construções de aço;
- Apurar o detalhamento para evitar o acúmulo de água ou de solo nas superfícies de concreto; seguem-se algumas indicações: as superfícies planas devem ter inclinação e drenagem; os topos dos pilares e dos encontros, onde existam articulações, além dos berços, devem ser inclinados; os cantos vivos devem ser adoçados; os caixões devem ser drenados em todos os pontos baixos; as juntas de dilatação devem ser estanques.
- Usar pinturas protetoras nas peças em contacto com a água ou a terra.

g) Tipos de corrosão

Alguns tipos de corrosão das armaduras já foram citados, sendo relacionados a seguir:

- Corrosão provocada pela carbonatação;
- Corrosão provocada por cloretos;
- Corrosão provocada pela oxidação;
- Corrosão sob tensão, stress corrosion (*);
- Corrosão provocada por agentes químicos.

(*) Nas obras de concreto protendido, os cabos de protensão, submetidos a tensões elevadas, são suscetíveis de sofrer corrosão acelerada e ruptura frágil, a *stress corrosion*.

A corrosão provocada por agentes químicos é mais suscetível de ocorrer em áreas industriais e em atmosferas marítimas; em virtude da existência de cloretos e poluição de dióxido de carbono e de dióxido de enxofre; estes elementos provocam, inicialmente, o aparecimento de uma fina película superficial e, eventualmente, da corrosão.

h) Tratamento da corrosão

O tratamento da corrosão envolve duas fases:

- Preparação

A decisão da necessidade de remover o concreto contaminado por cloretos, onde a corrosão já se instalou, depende da quantidade do cloreto, da existência de umidade e do grau de carbonatação; é uma decisão individual, que varia de caso a caso.

Se o concreto, primitivamente de proteção da armadura, necessita ser removido, toda a armadura do trecho afetado deve ser totalmente exposta; se a armadura apresenta sinais de corrosão, esta deve ser inteiramente removida, por escova de aço ou jato de areia.

- Recomposição da proteção

Se a corrosão não reduziu a seção da armadura em mais de 10%, uma proteção contra corrosão deve ser aplicada na armadura já tratada; esta proteção pode ser alcançada com o envolvimento da armadura em argamassa com alto teor de cimento, em grout ou em argamassa epóxica; para este envolvimento, a alternativa do concreto projetado é preferível.

Se a corrosão já reduziu a armadura em mais de 10%, há necessidade da colocação de armadura suplementar, devidamente ancorada.

9. MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO DO CONCRETO E DAS ARMADURAS

9. MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO DO CONCRETO E DAS ARMADURAS

9.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

As estruturas de concreto armado são degradáveis e, como tal, devem ser objeto de inspeções periódicas para avaliação de seu estado e corrigidas, a tempo, as possíveis anomalias e deficiências existentes.

Mecanismo de deterioração é a sequência progressiva de reações que degradam a estrutura.

A degradação das estruturas de concreto armado pode ser de origem física, química ou eletroquímica; as duas últimas são as mais importantes e denominadas, genericamente, de corrosão.

Há quem defina a corrosão como a deterioração de um material, geralmente metálico, por ação química ou eletroquímica do meio ambiente, aliada ou não a esforços mecânicos; esta definição pode ser estendida a materiais não metálicos, como, por exemplo, concreto, borracha, polímeros e madeira. A deterioração do cimento Portland, empregado no concreto, por ação de sulfatos, é considerada um caso de corrosão do concreto; a perda de elasticidade da borracha, devida à oxidação por ozônio, pode também ser considerada como corrosão; a madeira exposta à solução de ácidos e sais ácidos perde sua resistência devido à hidrólise da celulose e considera-se este fato como corrosão da madeira.

A corrosão é um fenômeno espontâneo e progressivo que, se não for combatido e interrompido, pode levar a estrutura à ruína.

9.2. CORROSÃO DO CONCRETO

9.2.1. Causas principais da corrosão química do concreto

Três são as causas principais da corrosão química do concreto:

- Gases contidos na atmosfera, provenientes da combustão do carvão e dos derivados do petróleo: gás carbônico (CO_2), gás sulfuroso (SO_2) e outros.

Na presença da umidade ambiente, os gases, carbônico e sulfuroso, transformam-se em ácidos carbônico e sulfuroso, que, com o tempo, provocam a corrosão do concreto.

- Águas puras, turvas, ácidas e marinhas. As águas puras destroem o concreto pelo seu grande poder de dissolução; as águas ácidas e salinas destroem o concreto por dissolução ou por transformação dos componentes em sais solúveis, que são eliminados por lixiviação ou pela formação de novos compostos.

A água é o veículo motor da corrosão do concreto e das armaduras.

O concreto, quando atacado pela água do mar, desagrega-se pela perda de seu aglomerante, deixando os agregados livres da união proporcionada pela pasta de cimento; a desagregação inicia-se na superfície com uma mudança de coloração, seguida de um aumento das aberturas das fissuras e de um abaulamento das camadas externas, devido ao aumento de volume da pasta de cimento.

- Compostos fluidos ou sólidos de natureza orgânica, tais como óleos, gorduras, combustíveis e outros.

Os ácidos originados por fluidos ou sólidos de natureza orgânica são prejudiciais, quando penetram no concreto e fazem com que a corrosão aumente.

9.2.2. Prevenção e tratamento da corrosão do concreto

a) Prevenção

Na qualidade, um concreto compacto, confeccionado com cimento, agregados, relação água/cimento, aditivos e adições adequadas e, na execução, um concreto bem adensado e tratado com cura prolongada, praticamente tornam a estrutura imune à corrosão do concreto.

Um concreto confeccionado e executado sem atender às recomendações indicadas acima é sempre um concreto deficiente e de durabilidade diminuída.

b) Tratamento

Com exceção da degradação provocada pela reação álcali-agregado, ou reação álcali-sílica, cujo tratamento é problemático e ainda não definido, as outras causas da corrosão do concreto podem, de uma maneira geral, ser tratadas da seguinte forma:

- Remoção de todo o concreto já deteriorado;
- Tratamento de trincas e fissuras;
- Reconstituição da geometria do elemento estrutural com concreto de boa qualidade;
- Aplicação de revestimentos protetores na superfície do concreto reconstituído.

Estes revestimentos protetores têm por finalidade formar uma barreira na superfície do concreto para impedir a entrada de água e cloretos no concreto poroso; os principais revestimentos protetores são tintas e membranas hidrofugantes.

As tintas são aplicadas em uma ou duas camadas; a primeira camada tem a finalidade de encher os vazios de uma superfície áspera, e a segunda forma um filme protetor sobre a primeira; em superfícies lisas e bem acabadas, pode ser suficiente uma camada.

Diversas classes de tintas podem ser aplicadas no concreto:

- Tintas oleosas – Pouco usadas atualmente, mas ainda encontradas em algumas pontes antigas; sujeitas à degradação por saponificação em áreas úmidas.
- Tintas à base de látex – Consistem em emulsão de resina; resistem ao ataque do concreto alcalino, mas são suscetíveis de eflorescência.
- Tintas à base de epóxi – Têm excelente resistência a agentes químicos, água e umidade atmosférica.
- Tintas à base de uretanos – Geralmente aplicadas sobre um primer de epóxi; têm excelente adesão ao concreto, dureza, flexibilidade e resistência à luz solar, água, agentes químicos e abrasão; são, porém, sensíveis à temperatura e umidade durante a aplicação.

As membranas hidrofugantes formam uma barreira contra a água e cloretos; elas penetram até 10 mm no concreto, para fornecer forte adesão, e têm grande resistência à abrasão do tráfego e às intempéries.

9.3. CORROSÃO DAS ARMADURAS

9.3.1. Mecanismos para os processos corrosivos

Há diferentes mecanismos para os processos corrosivos, que variam conforme o meio corrosivo e o material:

a) Mecanismo eletroquímico

São reações químicas que envolvem transferência de carga ou elétrons através de uma interface ou eletrólito; essa transferência pode acontecer em um dos ambientes citados a seguir:

- Corrosão em água ou soluções aquosas;
- Corrosão atmosférica;
- Corrosão no solo;
- Corrosão em sais fundidos.

A corrosão eletroquímica é, geralmente, a principal causa de deterioração das armaduras de concreto armado e protendido; o concreto é um material eminentemente básico, porque, em sua

composição, estão hidróxido de cálcio, sulfatos, álcalis e outros componentes que produzem um meio alcalino com pH maior que 12, já nas primeiras idades, podendo evoluir até 13. As armaduras ficam, então, em meio alcalino e, portanto, em estado passivo.

Com o tempo, por causas diversas, a camada protetora do concreto pode sofrer danos, afetando a passividade das armaduras, em pontos localizados ou generalizados.

b) Mecanismo químico

Reações químicas diretas entre o material metálico, ou não metálico, com o meio corrosivo, não havendo geração de corrente elétrica:

- Corrosão em solventes orgânicos, isentos de água;
- Corrosão de materiais não metálicos.

A corrosão química das armaduras é a menos importante no concreto armado, onde costuma haver todas as condições para que a corrosão seja eletroquímica.

Na corrosão química, o material reage de forma homogênea, em toda a sua superfície, com o meio que o rodeia, não havendo reações de oxidação-redução.

Não há uma fronteira definida entre corrosão química e eletroquímica, mas esta última costuma apresentar-se em pontos localizados, antes de generalizar-se.

9.3.2. Danos provocados pela corrosão das armaduras

A corrosão das armaduras manifesta-se, inicialmente, por manchas no concreto, fissuração e delaminação paralela às armaduras.

Se as barras das armaduras estiverem bastante espaçadas e junto à superfície do concreto, somente a fissuração pode ocorrer; barras não superficiais e pouco espaçadas podem provocar também a delaminação do concreto.

A corrosão generalizada provoca um grande aumento de volume no interior do concreto, resultante da formação do óxido de ferro; o óxido de ferro chega a ocupar um volume cerca de nove vezes maior que o material de origem, provocando tensões internas que podem alcançar 40 MPa; o concreto não resiste a estas tensões e fratura.

9.3.3. Proteção contra a corrosão das armaduras

A melhor proteção contra a corrosão das armaduras é a qualidade do concreto que as envolve e a espessura do cobrimento; um bom envolvimento de concreto compacto e impermeável praticamente torna as armaduras imunes à corrosão.

Um concreto de baixa qualidade, uma execução pouco apurada e um cobrimento insuficiente, tornam as armaduras vulneráveis à corrosão; a aplicação de revestimentos protetores, já citados na Seção 9, alínea b, é uma solução para corrigir os erros apontados e prolongar a vida útil da estrutura.

9.3.4. Tratamento das armaduras corroídas

O tratamento de armaduras corroídas implica, inicialmente, na demolição e remoção de todo o concreto contaminado, que envolve as armaduras; um espaço livre em volta das armaduras de, no mínimo, dois centímetros é recomendável.

Em seguida, deve ser efetuada uma limpeza cuidadosa das armaduras, para remoção de toda a oxidação; dependendo da extensão do trecho a ser tratado, a limpeza pode ser efetuada com lixas, escovas de aço ou jatos de areia.

Após a limpeza das armaduras, deve ser avaliada uma possível redução de seção das mesmas, procedendo-se a um reforço, com armadura adicional, se a redução de seção for maior que 10%.

A reconstituição da geometria da peça, dependendo da posição da avaria, pode ser efetuada em concreto convencional ou concreto projetado; um revestimento protetor é aconselhável.

10. PREVENÇÃO DA DETERIORAÇÃO DAS ARMADURAS E TRATAMENTO

10. PREVENÇÃO DA DETERIORAÇÃO DAS ARMADURAS E TRATAMENTO

10.1. CONSIDERAÇÕES

A corrosão das armaduras é a principal causa da degradação do concreto, que é um material poroso que permite a penetração de água e cloretos, principalmente; os produtos de corrosão das armaduras, a oxidação e a ferrugem, ocupam até dez vezes o volume do aço que lhes deu origem.

A expansão das armaduras provoca grandes tensões no concreto, causando fissuração, delaminação e fraturas no concreto.

Felizmente, o ambiente alcalino em um concreto de boa qualidade proporciona um alto grau de proteção contra os agentes agressivos às armaduras.

O concreto armado tem provado ser um excelente material de construção, tanto no comportamento estrutural como na durabilidade; para atingir estes dois objetivos, entretanto, o concreto deve ser de boa qualidade, o cobrimento das armaduras deve ser o adequado para a agressividade do meio ambiente e a porcentagem total de cloretos, no cimento e nos agregados, não deve ultrapassar os limites recomendados pelas normas e outros documentos.

O concreto de boa qualidade implica, basicamente, no uso de cimento e agregados adequados e compatíveis, em baixo valor da relação água/cimento, no bom assentamento e compactação da massa de concreto e na cura prolongada.

10.2. MECANISMOS DE PROTEÇÃO DAS ARMADURAS NO CONCRETO

O material cimento Portland hidratado é fortemente alcalino, com um pH excedendo, normalmente, 12,6; nestas condições, forma-se uma camada fina e densa de óxido, que protege as armaduras e, além disto, o concreto envolvente das armaduras restringe a entrada de dióxido de carbono e cloretos, principais causadores da corrosão.

Assim, enquanto íntegro, um concreto de boa qualidade, bem adensado e com cobrimento adequado, possibilita um alto grau de proteção às armaduras.

A duração desta proteção depende de certos fatores, incluindo a manutenção de elevado pH, para não diminuir a proteção da película de óxido envolvente das armaduras, a espessura e a integridade do cobrimento de concreto e do comportamento do concreto como obstáculo ao ingresso de agentes agressivos.

Figura 30 – Vista diagramática da armadura protegida da corrosão em concreto parcialmente carbonatado

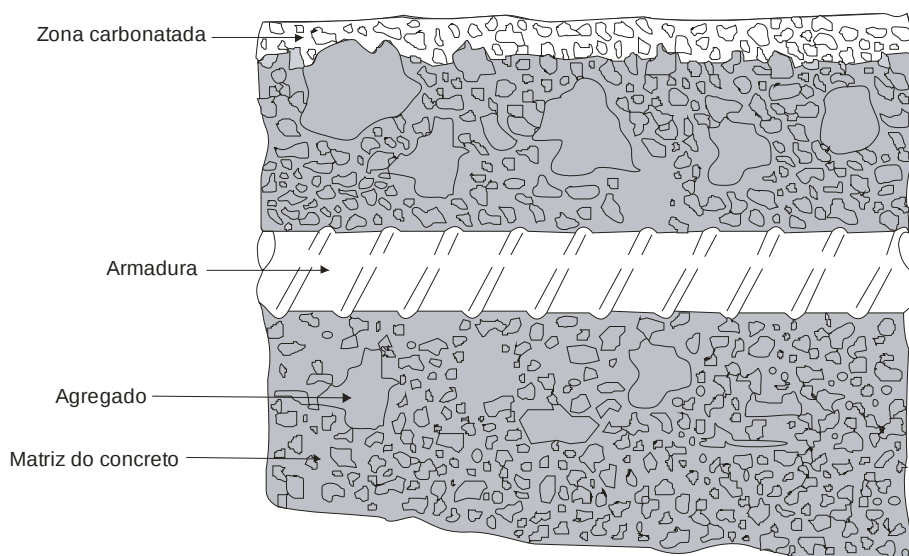


Figura 31 – Vista diagramática do início da corrosão da armadura em concreto carbonatado

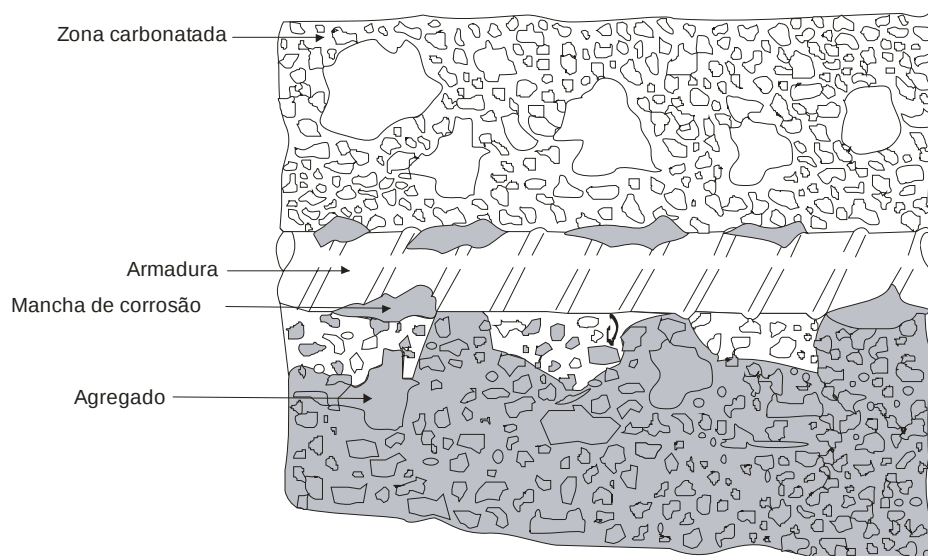
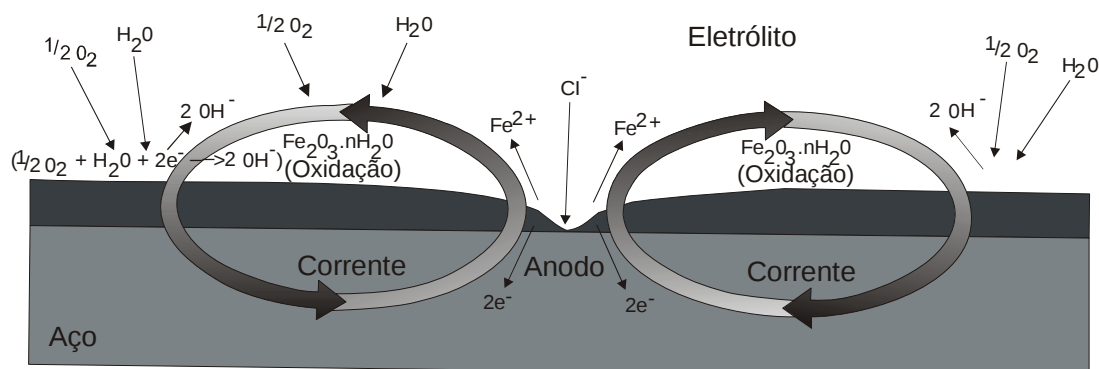


Figura 32 – Mecanismo de corrosão pontual

10.3. PRINCIPAIS AGENTES E CAUSAS DA DETERIORAÇÃO DAS ARMADURAS

Os principais agentes da deterioração das armaduras, que provocam, inicialmente, a perda de sua proteção e, posteriormente, a corrosão, são detalhados a seguir.

10.3.1. Carbonatação

Em condições médias de umidade relativa do meio ambiente, o cimento hidratado reage com soluções aquosas de gases ácidos da atmosfera, principalmente dióxido de enxofre e dióxido de carbono.

Ainda que em ambiente de poluição atmosférica, o ácido resultante da solução aquosa do dióxido de enxofre causa, em geral, apenas problemas superficiais nas estruturas de concreto.

O dióxido de carbono, entretanto, penetra no concreto e, na presença de umidade, reage com o cimento hidratado, formando o carbonato de cálcio, que remove os íons hidroxilas do concreto, reduzindo seu pH.

A carbonatação penetra no concreto a partir das superfícies expostas à atmosfera; enquanto esta penetração não atingir as armaduras embutidas no concreto, a carbonatação não é prejudicial; com o passar do tempo, a alcalinidade do concreto envolvente das armaduras reduz-se a um valor do pH igual a 9 ou 10, quando a passivação se perde, podendo iniciar-se a corrosão, se outros elementos necessários, água e oxigênio, estiverem presentes em quantidades suficientes.

A velocidade da carbonatação depende da permeabilidade do concreto à entrada do dióxido do carbono, do nível de umidade do concreto e do conteúdo total de álcalis nos produtos de hidratação; em consequência, concreto denso, bem compactado e com um bom cobrimento é altamente resistente à carbonatação, enquanto que um concreto de baixa qualidade, poroso e com cobrimento

insuficiente, ou um concreto que se tenha degradado por outros motivos, pode sofrer carbonatação rápida, até a profundidade das armaduras.

A máxima velocidade de carbonatação ocorre na umidade relativa variando de 60% a 75%; com baixa umidade relativa, a água existente é insuficiente para permitir que as reações se verifiquem; com a umidade relativa elevada, a água em estado líquido, contida nos poros reduz a difusão do dióxido de carbono no concreto. Há outros fatores que podem influenciar a velocidade da carbonatação: tipo de cimento, teor de cimento e a porosidade do agregado.

A carbonatação ocorre mais rapidamente em umidades relativas médias, enquanto que a corrosão do aço, na ausência de cloretos, somente é significativa quando a umidade relativa do concreto excede 80%.

10.3.2. Penetração de cloretos

Os cloretos no concreto endurecido são, geralmente, considerados como tendo duas origens:

- Residentes, se estão química ou fisicamente ligados aos componentes minerais do cimento e aos produtos de hidratação.
- Livres, se estão presentes na água contida nos poros do concreto.

A presença de oxigênio e quantidades suficientes de íons cloretos livres na água contida nos poros do concreto pode produzir corrosão nas armaduras, ainda que as condições envolventes sejam alcalinas; este fato decorre da natureza eletroquímica da corrosão.

Uma proporção significativa de qualquer cloreto introduzida no concreto, em qualquer fase da concretagem, tende a ligar-se aos minerais do cimento hidratado, conduzindo à formação de fases contendo cloretos, que permanecem parcialmente inativos; a parte ativa está presente como íon cloreto livre nos poros da massa de concreto e pode provocar a corrosão das armaduras.

O conteúdo de cloreto no concreto armado deve, pelos motivos expostos acima, ser limitado a um nível tal que produza uma quantidade mínima de cloreto livre.

As fontes de cloreto no concreto fresco incluem algumas adições, algumas espécies de agregados, marinhos ou terrestres, e o cimento.

Com as limitações impostas por normas e especificações, a contaminação por cloretos, durante a construção, não é muito significativa; nestas limitações, a quantidade total do conteúdo de cloreto é expressa como um percentual recomendado, em massa, da quantidade total de cimento, de 0,1 para

o concreto protendido ou concreto contendo metal embutido e curado com aquecimento, e até 0,4 para concreto armado convencional e cura natural.

O cloreto do meio ambiente pode penetrar, também, no concreto endurecido; uma grande proporção deste cloreto permanece livre na água dos poros da massa de concreto e é particularmente agressivo às armaduras embutidas; as principais fontes de cloreto do meio ambiente são águas marinhas, zonas marinhas e águas subterrâneas contaminadas; eventualmente, o concreto exposto a zonas muito agressivas deve ser especialmente dosado, utilizar cimento adequado e, às vezes, ter proteção adicional.

O conteúdo de cloretos nas vizinhanças das armaduras inicialmente controla o risco de corrosão; quando os cloretos originários de uma fonte externa penetram no concreto, o nível dos cloretos, na profundidade das armaduras e, conseqüentemente, o risco de corrosão aumentam com o tempo; ainda que sejam impedidos novos ingressos de cloretos, o processo de migração de íons cloreto de zonas de alta para baixa concentração pode continuar por meses, e até anos, modificando o risco e a potencial severidade da corrosão.

O risco de corrosão das armaduras pode, também, ser modificado pela carbonatação do concreto, que pode provocar a decomposição dos sais hidratados de cloretos, liberando mais íons cloreto e aumentando o risco de corrosão, sem modificação da concentração total de cloretos do concreto.

10.3.3. Fissuração

A fissuração do concreto é um fenômeno natural e normal em um material pouco resistente à tração; os procedimentos de cálculo e as normas procuram limitar a abertura das fissuras, condicionando-as à finalidade da obra e à agressividade do meio ambiente.

O efeito da fissuração sobre a carbonatação e a corrosão das armaduras embutidas é variável: a abertura de fissuras parece ser menos importante ao risco de corrosão do que a frequência de fissuras, a espessura do cobrimento e a qualidade do concreto.

Em um ambiente onde o concreto sofre apenas carbonatação, a fissuração pode provocar uma corrosão inicial, sendo, porém, improvável que ela tenha progressão significativa; maiores espessuras de cobrimentos podem impedir posterior desenvolvimento desta forma de corrosão localizada.

Fissuras coincidentes com barras de armaduras tendem a expor maior proporção de comprimentos à umidade e ao oxigênio; as áreas catódicas e anódicas são, provavelmente, iguais em tamanho; a corrosão é generalizada, com as forças expansivas podendo promover novas fissuras, dependendo

da existência de umidade. No caso de haver fissuras transversais às barras das armaduras, as áreas anódicas são, provavelmente, muito menores que as áreas catódicas; embora isto pudesse provocar corrosão localizada, nem sempre acontece.

Quando há penetração de cloretos provenientes de fontes externas, a corrosão pode ser bastante severa onde as barras das armaduras interceptam as fissuras, em virtude da pequena dimensão das zonas anódicas. Nestas situações, a corrosão intensa e localizada das barras oxidadas pode causar grandes perdas na seção transversal; em casos extremos, pode acontecer até mesmo a perda total da barra em um comprimento de alguns centímetros, embora em apenas um ou dois centímetros afastados, as barras afetadas possam estar em excelentes condições.

É bem provável que, quando as fissuras coincidem com as armaduras, haja menores perdas na seção transversal das armaduras, porque as zonas anódicas e catódicas são, semelhantes em tamanho; evidentemente, a perda de significativas áreas de barras adjacentes das armaduras pode enfraquecer seriamente a estrutura, diminuindo sua capacidade portante.

Figura 33 – Vista diagramática da armadura corroída em concreto fissurado

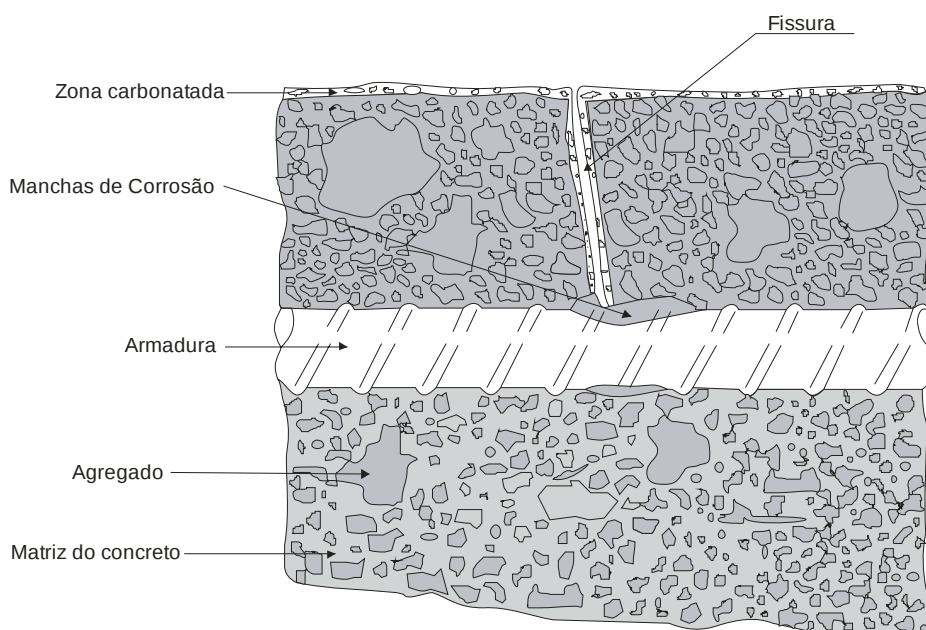
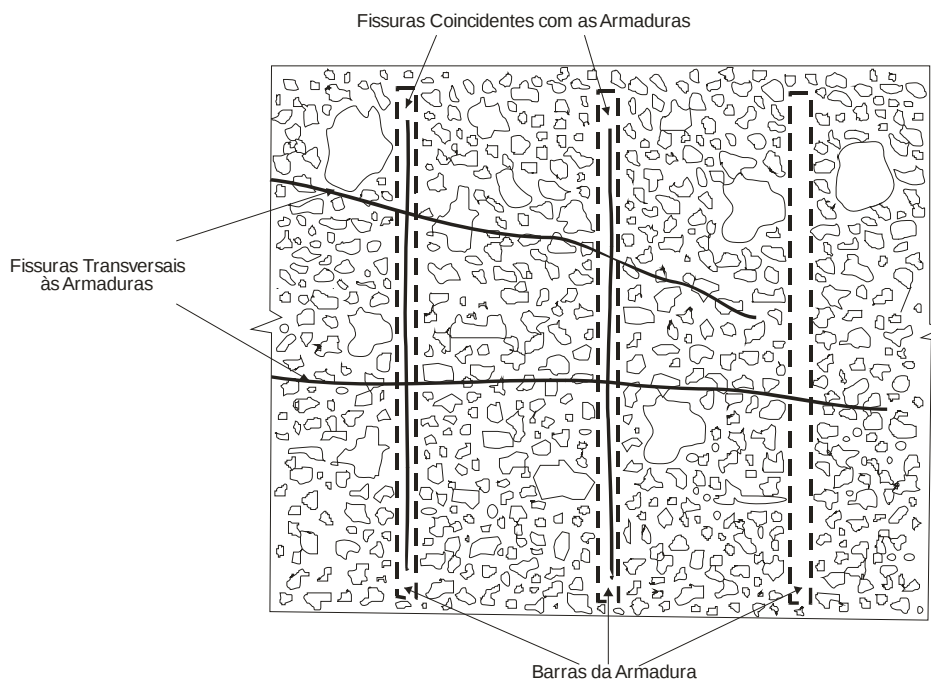


Figura 34 – Fissuração em laje de concreto armado



10.3.4. Estruturas sujeitas a maiores riscos em ambientes agressivos

A maioria das estruturas de concreto armado está exposta a ambientes agressivos, especialmente quando nestes ambientes existem agentes que despassivam as armaduras, tais como fontes de cloretos.

Exemplos de obras sujeitas a maiores riscos são as instalações marítimas, os estacionamentos, as pontes e os reservatórios de efluentes industriais; nestas estruturas, o risco de corrosão varia com sua localização e depende das condições ambientais e de fatores relacionados com o projeto, o detalhamento e a construção.

Juntas defeituosas que permitem a passagem de águas contaminadas por cloretos e seu escoamento sobre a estrutura; detalhes que possibilitam o acúmulo de águas são, em geral, problemas que encurtam a durabilidade da estrutura; as superfícies horizontais superiores e os concretos moldados no local são particularmente vulneráveis ao ingresso dos cloretos.

10.4. DIRETRIZES DE PROJETO E EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS NOVAS

10.4.1. Diretrizes de projeto

Algumas diretrizes de projeto devem ser observadas para que as estruturas tenham um comportamento satisfatório durante toda sua vida útil; as principais, mas não as únicas, são citadas a seguir.

- Avaliação correta da agressividade do meio ambiente onde a obra vai ser inserida;
- Conhecimento da finalidade da obra e das cargas a que será submetida;
- Definição de normas e especificações a serem adotadas;
- Escolha dos materiais;
- Detalhamento adequado do projeto, com ênfase na sua exequibilidade.

10.4.2. Diretrizes de execução

As principais diretrizes para as fases de construção e utilização das estruturas são citadas a seguir:

- Construção esmerada, com utilização e acompanhamento de profissionais competentes e experientes;
- Serviço regular de inspeção, monitoramento e manutenção;
- Avaliação correta e constante de qualquer deterioração, seguida de imediata e efetiva recuperação e medidas preventivas.

10.4.2.1. Cobrimento, compactação e cura

A espessura do cobrimento, entre a superfície e as armaduras, tem uma grande influência na proteção contra a corrosão; esta espessura, que deve estar indicada nos desenhos de execução, é baseada nas normas NBR 6118 – itens 7.4.7.1 a 7.4.7.7 e na NBR 9062 – item 9.2.1.1 e pode variar de acordo com a resistência do concreto e a agressividade do meio ambiente.

Ao longo dos anos, dada sua importância, a espessura do cobrimento tem aumentado, progressivamente; a espessura do cobrimento tem sido definida por um valor mínimo e por um valor nominal, que varia com a qualidade da construção.

O acréscimo de espessura sobre o valor mínimo, que define o cobrimento nominal, pode ser de 5 mm, em pré-moldados de construção esmerada, de 10 mm em construções de boa qualidade e de 20 mm em construções com fraca supervisão no local.

Nas novas construções, garantia de cobrimentos somente se consegue com bom detalhamento das armaduras e rigoroso controle de qualidade.

Compactação e cura adequadas são essenciais para assegurar uma durabilidade maior para a estrutura; o concreto fresco deve ser suficientemente trabalhável, para que possa ser completamente compactado, sem muito esforço. A compactação consiste, essencialmente, em eliminar o ar aprisionado na massa de concreto, fazendo com que este adquira sua densidade máxima; o uso de aditivos redutores de água e de plastificantes facilita a colocação, o assentamento e a compactação do concreto.

A cura regula a perda de umidade do concreto e deve ser mantida por um período mínimo de uma semana; durante o período de cura, o concreto deve ser mantido em repouso e protegido contra a perda rápida da umidade e contra temperaturas extremas.

10.4.2.2. Materiais e métodos

Alguns fatores podem afetar, significativamente, a proteção contra a corrosão e a durabilidade do concreto e, entre eles, podem ser incluídos:

- A qualidade do concreto; o cobrimento, a compactação e a cura;
- A dosagem do concreto: relação água/cimento, quantidade total de cimento, resistência do concreto, inclusão de adições e aditivos e a não inclusão de cloretos e outros agentes agressivos;
- O tratamento das superfícies expostas do concreto para impedir ou, pelo menos, reduzir a entrada de umidade e de agentes despassivadores, tais como dióxido de carbono e cloretos;
- A utilização de fôrmas de controlada permeabilidade, que permitem a drenagem parcial das superfícies enquanto o concreto endurece; consegue-se a redução das propriedades de absorção da zona superficial e do risco associado do ingresso de cloretos no concreto não fissurado;
- O uso de pinturas protetoras das armaduras, especialmente as pinturas com base epoxídica;
- A adição de inibidores de corrosão à massa de concreto; há compostos inibidores orgânicos e inorgânicos;
- O emprego de proteção catódica, ainda pouco usada em estruturas de concreto.

10.5. TRATAMENTO DA CORROSÃO NAS ARMADURAS

O tratamento da corrosão das armaduras deve obedecer às seguintes etapas mínimas e obrigatórias:

- Correta avaliação das causas da corrosão, que pode ter-se manifestado através de apenas manchas de ferrugem no concreto ou por fissuração, ou por delaminação ou por fraturas no concreto;
- Avaliação da estabilidade do elemento com corrosão de armadura, quando da total e completa retirada do concreto contaminado; esta retirada deve alcançar o concreto não contaminado, que deve estar, no mínimo, afastado dois centímetros da armadura;
- Conforme a localização e a gravidade da corrosão, podem ser necessários andaimes e escoramentos parciais ou totais;
- Limpeza completa e cuidadosa da armadura, com lixa, escova de aço ou com jateamento de areia;
- Avaliação da redução de seção da armadura, após a limpeza; se esta redução atingir ou superar 10% deve ser colocada armadura adicional, integrada ao conjunto através de traspases ou soldas; no primeiro caso, a área de concreto a demolir deve incluir os comprimentos de traspases; (*)
- Reconstituição da geometria do elemento com concreto de boa qualidade, convencional ou projetado, com características iguais ou superiores às do concreto do projeto original.
- Avaliação da necessidade de proteção adicional, através de pinturas.

Nota: Texto e figuras parcialmente baseados no Concrete Repair Manual, Volume 1

(*) Conseguir que as armaduras adicionais absorvam as tensões previstas no cálculo nem sempre é tarefa fácil, e sua eficácia depende essencialmente do projeto de soluções construtivas corretas e adaptadas às circunstâncias de cada caso.

(extraído do Manual de Reparo, Proteção e Reforço de Estruturas de Concreto, da RED REHABILITAR)

11. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS PONTES EXISTENTES

11.AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS PONTES EXISTENTES

11.1. CONSIDERAÇÕES

Frequentemente há necessidade de conhecer a capacidade da ponte para suportar as solicitações de cargas móveis, iguais ou diferentes das que nortearam o projeto, principalmente se a manutenção é deficiente e se houve degradação de materiais, com perda da seção resistente.

Pela própria definição de recuperação, operações efetuadas para restabelecer as condições atuais da estrutura, sem reforçá-la, uma recuperação recente não anula os estragos já feitos por vários fatores, tais como deficiências de projeto, defeitos construtivos, construção descuidada, tráfego pesado, danos acidentais e danos ambientais.

Embora no projeto e na avaliação da capacidade de carga de pontes construídas sejam necessários conhecimentos praticamente iguais, há enfoques diferentes; esta seção, que poderia parecer deslocada no Manual de Recuperação de Pontes, tem por objetivo ressaltar que a capacidade de carga de uma estrutura, aparentemente satisfatória, sofre reduções, principalmente com a idade, a utilização e a agressividade do meio ambiente.

É um procedimento temerário avaliar a capacidade de carga de uma ponte, considerando-se apenas os parâmetros do seu projeto inicial; os conceitos aqui desenvolvidos baseiam-se, principalmente, na publicação da AASHTO, *Manual for Bridge Evaluation, First Edition*, de 2008, e no livro *Concrete Bridges*, de V.K.Raina.

Inspeções minuciosas, cálculos analíticos ou provas de carga permitem avaliar a verdadeira capacidade de carga da ponte existente, que, certamente, será inferior à original.

11.1.1. Diferenças fundamentais entre projeto e avaliação

Na fase de projeto, o engenheiro tem vários graus de liberdade para lançar a estrutura, sistema estrutural, materiais, vãos e dimensões dos elementos; pode-se, com facilidade, demonstrar que a estrutura estará em condições de atender às normas vigentes.

Na fase de avaliação da capacidade de carga, estando a estrutura já construída, é bem mais difícil demonstrar que ela ainda está em condições de suportar as solicitações de projeto; isto, porque a estrutura pode ter deficiências provocadas, no mínimo, pelo desgaste e pela agressividade do meio ambiente.

As diferenças fundamentais entre a estrutura a ser projetada e a estrutura existente podem ser resumidas da maneira indicada a seguir:

- Tendo sido evidenciada alguma necessidade de reforço, este é facilmente efetivado na estrutura ainda em projeto e, somente possível na estrutura existente, com dificuldades e custos adicionais;
- As dificuldades de análise estrutural são consideravelmente maiores nas estruturas existentes;
- Há necessidade de inspeções minuciosas nas estruturas existentes, para que a análise estrutural possa ser efetuada.

11.1.2. Diferenças entre normas e diretrizes

A norma estrutural não pode ser usada diretamente na avaliação de estruturas existentes; para esta avaliação, são usadas diretrizes, que devem especificar:

- Critérios de avaliação;
- Propriedades estruturais e cargas;
- Avaliação dos resultados da inspeção;
- Análise estrutural;
- Critérios de aceitação.

11.2. CONDIÇÕES DE AVALIAÇÃO

A avaliação da capacidade de carga de uma ponte é baseada em condições estruturais existentes, propriedades dos materiais, cargas e tráfego local. Para conservar a capacidade de carga a ser calculada, a ponte deve ser mantida nas mesmas condições iniciais, comprovadas por inspeções realizadas a intervalos regulares e manutenção constante; qualquer alteração nas condições estruturais, nas propriedades dos materiais, nas cargas solicitantes ou no tráfego local implica em nova avaliação da capacidade de carga.

11.3. MÉTODOS DE AVALIAÇÃO

Há métodos analíticos e métodos empíricos para avaliar a máxima carga móvel que pode trafegar com segurança na ponte existente; os métodos analíticos utilizam elementos do projeto, quando disponíveis, dados da inspeção e cálculos comparativos da capacidade resistente provável da ponte com as solicitações da carga móvel; os métodos empíricos utilizam provas de carga, são usados como métodos alternativos e podem ser estáticos ou dinâmicos.

Nesta seção, é feita uma exposição resumida dos métodos analíticos apenas; os métodos analíticos, subjetivos em alguns aspectos, exigem profissionais experientes, tanto nas inspeções como nas escolhas dos coeficientes de segurança.

11.3.1. Métodos analíticos

11.3.1.1. Considerações

A avaliação de uma estrutura é baseada no princípio simples e lógico que sua capacidade de carga disponível deve ser maior que as solicitações provocadas pelas cargas atuantes; para fazer esta avaliação, é necessário conhecer minuciosamente a estrutura, o que deve ser feito através de consultas ao projeto e especificações e de inspeções e ensaios de materiais, bem como das normas vigentes, quando da elaboração do projeto, e da identificação das cargas móveis reais.

As verificações devem ser feitas no estado limite último, adotando-se coeficientes de segurança adequados, ou melhor, coeficientes de majoração das solicitações e de minoração das resistências.

11.3.1.2. Classificação das pontes: índice de capacidade de carga

O índice de capacidade de carga é a relação entre a capacidade resistente da estrutura e o somatório das solicitações das cargas atuantes; este índice permite classificar as pontes em satisfatórias, índice $\geq 1,00$, e deficientes, índice menor que 1,00.

Esta seção trata, de maneira aproximada, de pontes de concreto armado convencional; para maiores detalhes e para pontes de concreto protendido, pontes metálicas e pontes de madeira, deve ser consultada a bibliografia já citada e, em especial, o *Manual for Bridge Evaluation, First Edition*, de 2008.

11.3.1.3. A equação de classificação das pontes

$R \geq \sum Q_k$, onde:

R = Resistência ou capacidade de carga da ponte

Q_k = solicitação da carga k

Ou, introduzindo os coeficientes de segurança, compatíveis com as incertezas:

$$\Phi R_u = \sigma_g \cdot G + \sigma_p \cdot (I_{cc}) \cdot P \cdot (1+I) \cdot C_f \quad \text{ou:}$$

$$I_{cc} = (\Phi R_u - \sigma_g \cdot G) / \sigma_p \cdot P \cdot (1+I) \cdot C_f$$

Onde:

I_{cc} é o índice de capacidade de carga;

Φ é o coeficiente de redução a ser aplicado na resistência nominal calculada no estado limite último;

R_u é a resistência nominal no estado limite último, na seção estudada, para a solicitação com maior probabilidade de provocar o colapso: momentos fletores, forças cortantes, forças normais etc.;

σ_g é o coeficiente de majoração das solicitações de carga permanente;

σ_p é o coeficiente de majoração das solicitações de carga móvel;

G é a soma das solicitações de carga permanente;

P é a soma das solicitações de carga móvel;

I é a parcela decimal do coeficiente de impacto;

C_f é o coeficiente de correção.

O índice de capacidade de carga, I_{cc} , deve ser calculado para todas as seções críticas e para cada possível modalidade de colapso; geralmente, as verificações ficam limitadas às vigas principais e às lajes.

11.3.1.4. Cargas permanentes

Nas avaliações das solicitações de carga permanente, devem ser considerados os eventuais reforços efetuados, os recapeamentos, a substituição de guarda-rodas por barreiras etc.

11.3.1.5. Cargas móveis

Inicialmente, devem ser consideradas as solicitações de carga móvel do projeto original e, em seguida, as solicitações calculadas de acordo com as normas vigentes; quando possível e necessário, devem ser calculadas as solicitações provocadas pelos veículos, regulamentados e não regulamentados, que realmente transitam na ponte.

11.3.1.6. Outros carregamentos

Solicitações de alguns carregamentos, tais como aceleração, frenagem, vento, temperatura e retração não são considerados.

11.3.1.7. Valores indicativos dos coeficientes

- Coeficiente de redução da resistência nominal: Φ

Este coeficiente depende das condições da superestrutura, boa ou deteriorada ou fortemente deteriorada, da redundância ou não dos elementos, da qualidade da inspeção, cuidadosa ou estimada, da manutenção, contínua ou intermitente e do tipo da estrutura, concreto protendido

ou concreto armado; conforme a combinação das condições desfavoráveis, o coeficiente pode variar de 0,95 a 0,55.

- Coeficiente de majoração das solicitações de carga permanente: σ_g

Este coeficiente pode variar de 1,20 a 1,35.

- Coeficiente de majoração das solicitações de carga móvel: σ_p

Este coeficiente pode variar de 1,40 a 1,50; em casos excepcionais, rodovias com alto volume diário de tráfego de caminhões pesados, sem fiscalização constante e efetiva, este coeficiente pode ser majorado para até 1,80.

- Coeficiente de impacto: $1 + I$

Tradicionalmente, pelas Normas Brasileiras é igual a $1,4 - 0,007 \times V_{\text{ão}}$.

Em condições especiais, pista de rolamento lisa e sem defeitos e veículo em baixa velocidade, o coeficiente de impacto pode ser reduzido até 1,10.

- Coeficiente de correção: C_f

Conforme o método adotado no cálculo das solicitações, simplificado ou sofisticado, este coeficiente pode variar de 1,00 a 0,90.

11.3.1.8. Avaliação das resistências no estado limite último

A resistência nominal no estado limite último, R_u , de uma seção considerada crítica, deve ser avaliada considerando suas reais condições físicas, isto é, descontando-se as eventuais perdas de seção de concreto e as também eventuais perdas de seção das armaduras por efeito da corrosão. Não estando disponível o projeto da ponte em estudo, deve ser consultado o Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias, onde podem ser encontradas importantes indicações sobre a época do projeto e as normas brasileiras então vigentes.

Convém notar que, nas obras existentes, a qualidade do concreto variou bastante, passando de boa a regular e a novamente boa; o aconselhável é ensaiar corpos de prova de testemunhos retirados da estrutura em estudo.

O aço empregado nas obras mais antigas era o aço CA 37, atual CA 25; posteriormente utilizou-se o aço CAT 50, com espiras deficientes e sem a consideração da fadiga; mais recentemente, o aço utilizado passou a ser o aço CA 50, com a consideração da fadiga, nem sempre corretamente avaliada.

Tem sido utilizado um processo aproximado de avaliação da capacidade resistente da ponte, extraindo-se as indicações constantes das Normas de Projeto de Pontes Rodoviárias e dando-se um desconto de 30 a 40% nos valores das solicitações calculadas, para definir a capacidade resistente da ponte; esta redução deve-se, principalmente, a processos de cálculo não mais aceitos, ao detalhamento deficiente das armaduras, com a não consideração da decalagem, e à pequena densidade dos estribos e da armadura de pele.

Em qualquer processo de cálculo, uma inspeção minuciosa é indispensável, bem como conhecimento mais realista das cargas móveis de tráfego.

11.3.1.9. Escolha do valor do coeficiente de resistência Φ

Este coeficiente, na realidade um redutor da capacidade resistente da ponte, depende de uma série de fatores tais como: material da estrutura, madeira, aço, concreto armado convencional ou concreto protendido, estado da superestrutura, redundância, inspeção e manutenção.

O estado da superestrutura pode ser considerado bom ou satisfatório, deteriorado e fortemente deteriorado; a redundância pode existir ou não; a inspeção pode ser cuidadosa ou estimada e a manutenção pode ser continuada ou intermitente.

Na hipótese mais favorável, o coeficiente de resistência vale 0,95 e, havendo simultaneidade de condições desfavoráveis, o coeficiente de resistência pode reduzir-se a 0,55.

A escolha do coeficiente de resistência depende do conhecimento da bibliografia citada, pelo menos, e da experiência do profissional.

11.3.1.10. Verificação da estrutura no estado limite de utilização

Ainda que o Índice de Capacidade de Carga demonstre que a ponte é aceitável, $I_{cc} \geq 1,00$, a verificação foi efetuada apenas no estado limite último; há necessidade de ser analisado o comportamento da estrutura em serviço.

Esta análise é feita, inicialmente, calculando-se tensões admissíveis, no estado de utilização; estas tensões podem ultrapassar as recomendadas, desde que as deflexões sejam aceitáveis e a abertura de fissuras não ultrapasse em 10% as aberturas permitidas para os índices de agressividade do meio ambiente em que a estrutura está localizada.

11.3.1.11. Casos especiais

Na bibliografia citada, que aborda pontes de concreto protendido, pontes de madeiras e pontes metálicas, os casos especiais explicitamente citados são as pontes com vãos móveis, as pontes pênses e as pontes estaiadas.

11.3.2. Métodos empíricos: provas de carga

Prova de carga é o conjunto de observações e medidas do comportamento de uma estrutura, quando submetida a cargas conhecidas e controladas, que não causam modificações no seu comportamento elástico.

As provas de carga, que podem ser usadas para verificar o comportamento de elementos isolados ou de todo o sistema estrutural, são métodos alternativos, ou de comprovação dos métodos analíticos, para avaliar a capacidade resistente da ponte.

11.3.2.1. Classificação das provas de carga

As provas de carga podem ser de diagnóstico ou de avaliação da capacidade de carga de todo o sistema; no primeiro caso, procura-se determinar apenas certas características do comportamento da ponte, tais como sua resposta a diversos carregamentos, à distribuição de cargas e a comprovar cálculos do método analítico e, no segundo caso, a determinar a máxima capacidade de carga da ponte, ainda dentro do comportamento elástico.

As provas de carga podem, ainda, ser classificadas em provas de carga estáticas e provas de carga dinâmicas; nas provas de carga estáticas, embora a posição das cargas possam ser alteradas durante o carregamento, procura-se evitar vibrações; as provas de carga dinâmicas podem ser dirigidas a estudar vibrações, frequências e amplitude de tensões para avaliação da fadiga.

11.3.2.2. Fatores que influenciam a capacidade resistente da ponte

- Participação não considerada de mesas de compressão sem ligação efetiva com as almas;
- Continuidades parciais não consideradas;
- Contribuição de elementos secundários;
- Participação de elementos não estruturais, tais como barreiras, meio-fios, guarda-corpos.

11.3.2.3. Vantagens das provas de carga

- Fornecer dados mais confiáveis para as pontes antigas, pontes com projetos não localizados e pontes que já tenham sido objeto de reforços, parciais ou totais;
- Verificar a distribuição de cargas adotada;
- Avaliar os efeitos da fadiga;
- Avaliar os efeitos dinâmicos das cargas.

11.3.2.4. Medidas de segurança durante as provas de carga

Toda prova de carga envolve riscos ao executante, ao usuário e ao público em geral; são aconselháveis o isolamento da área, a interrupção de tráfego, o acompanhamento do comportamento da estrutura com o acréscimo gradual das cargas e, em casos extremos, um escoramento parcial da estrutura, com a função de limitar, mas não de impedir, deformações excessivas.

11.3.2.5. Situações que inviabilizam provas de carga

- O custo da prova de carga é maior que o reforço da ponte.
- O estado da ponte é crítico e não suporta qualquer acréscimo de carga.
- Há possibilidade de ruptura frágil.
- A prova de carga é impraticável, em virtude de dificuldades de acesso e de tráfego intenso.

11.4. CONCLUSÕES E OBSERVAÇÕES

As pontes devem ser submetidas a inspeções periódicas.

- A manutenção das pontes, preventiva e/ou corretiva, deve ser uma atividade rotineira.
- Com a idade, a capacidade de carga da ponte fica reduzida.
- Submeter a ponte, continuamente, a cargas que provocam solicitações iguais ou próximas de sua capacidade resistente é diminuir sua durabilidade.
- A avaliação da capacidade de carga das pontes, por métodos analíticos ou por métodos que utilizam provas de carga, somente deve ser conduzida por equipes experientes.
- É necessária a implantação de balanças de pesagem de veículos e cargas por eixo, para preservar não somente as pontes como a pavimentação.
- Veículos com excesso de carga, total ou por eixo, devem ser retirados do tráfego.
- O tráfego em comboios deve ser regulamentado, com a obrigatoriedade de ser mantida uma distância mínima entre os veículos componentes do comboio.
- As solicitações provocadas por veículos especiais tais como treminhões e bitrens, devem ser analisadas com cuidado, inclusive com a possibilidade, embora eventual, de cruzamento destes veículos.

12. FOTOGRAFIAS DE PATOLOGIAS – PONTES EXISTENTES NECESSITANDO DE OBRAS DE RECUPERAÇÃO

12.1. PATOLOGIAS NA PAVIMENTAÇÃO

Foto 1 – Manutenção inadequada exigindo recuperação e/ou substituição



Foto 2 – Manutenção inadequada exigindo recuperação e/ou substituição



12.2. PATOLOGIAS NOS DISPOSITIVOS DE SEGURANÇA

Foto 3 – Ponte estreita com guarda-corpos destruídos

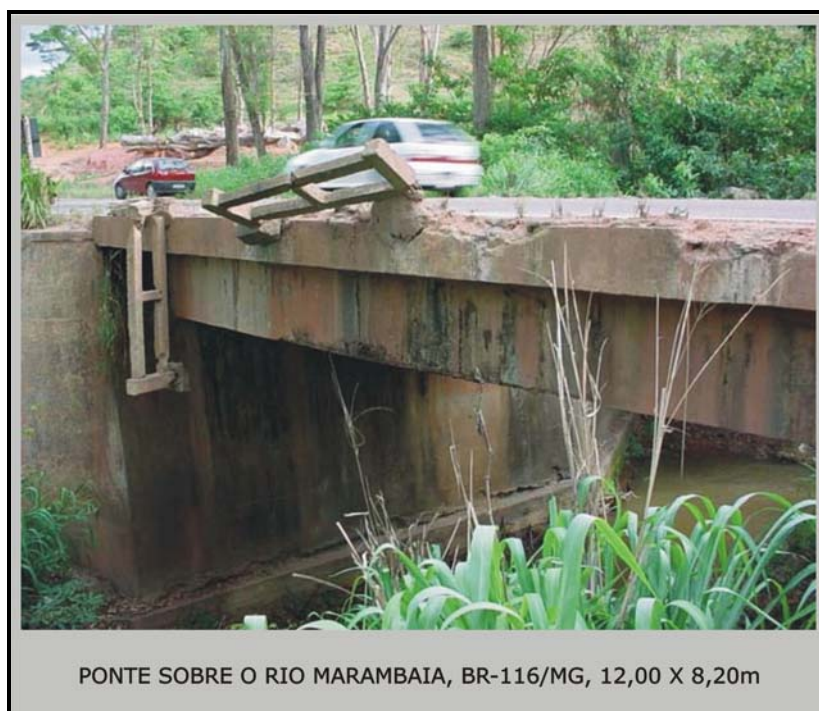


Foto 4 – Guarda-corpos destruídos apesar da correta proteção por barreiras New Jersey

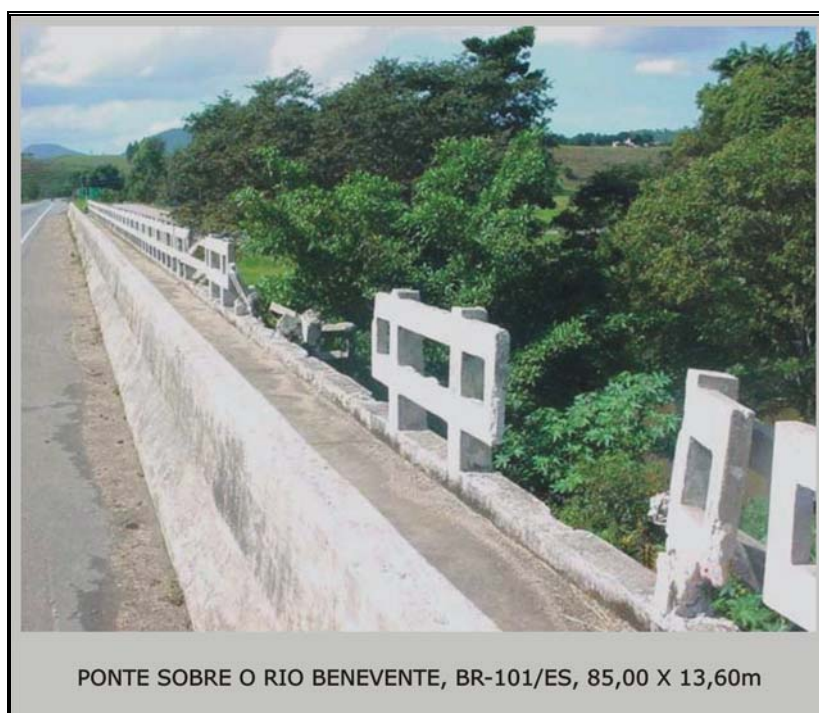


Foto 5 – Corrosão acentuada em barreira New Jersey



12.3. PATOLOGIAS NA LAJE SUPERIOR

Foto 6 – Face inferior da laje superior: Vazios e armadura aparente



Foto 7 – Face inferior de laje em balanço sem pingadeira: Degradação do concreto, perda de cobrimento e armaduras expostas e corroídas.



Foto 8 – Face inferior da laje superior: Infiltração e eflorescência



Foto 9 – Vista inferior da superestrutura: Infiltrações, trincas, eflorescência, armaduras expostas e corroídas



Foto 10 – Face inferior da laje: Eflorescência



Foto 11 – Trincas, fissuras e eflorescência na face inferior da laje



Foto 12 – Faces inferiores da laje e da viga principal: Deslocamento do concreto, cobrimento insuficiente e armadura aparente com corrosão



Foto 13 – Face inferior da laje: Desplacamento do concreto, armaduras aparentes com corrosão e agregado graúdo de dimensões inadequadas

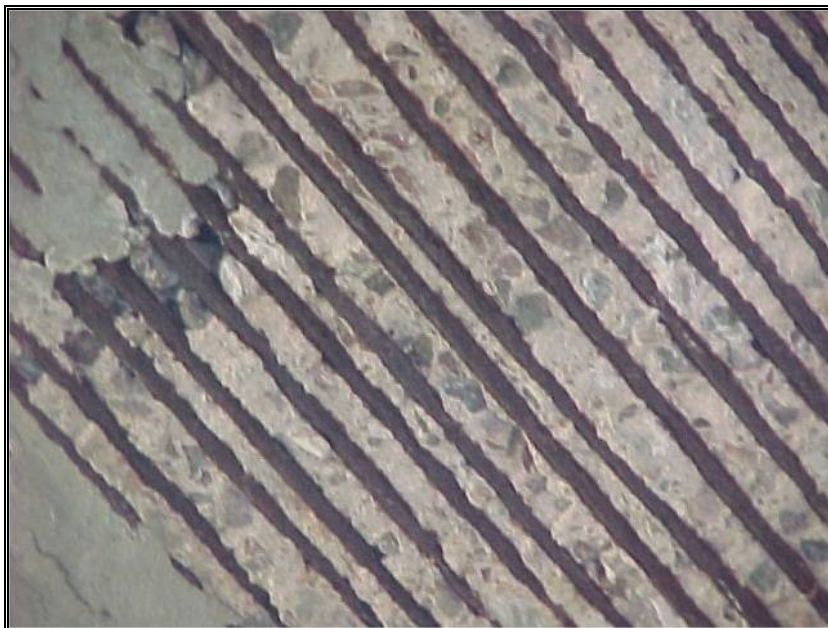


Foto 14 – Face inferior de laje em balanço sem pingadeira: Concreto deteriorado e armaduras aparentes com corrosão



12.4. PATOLOGIAS NAS JUNTAS DE DILATAÇÃO

Foto 15 – Junta mal projetada e/ou executada, desgastada e ineficaz

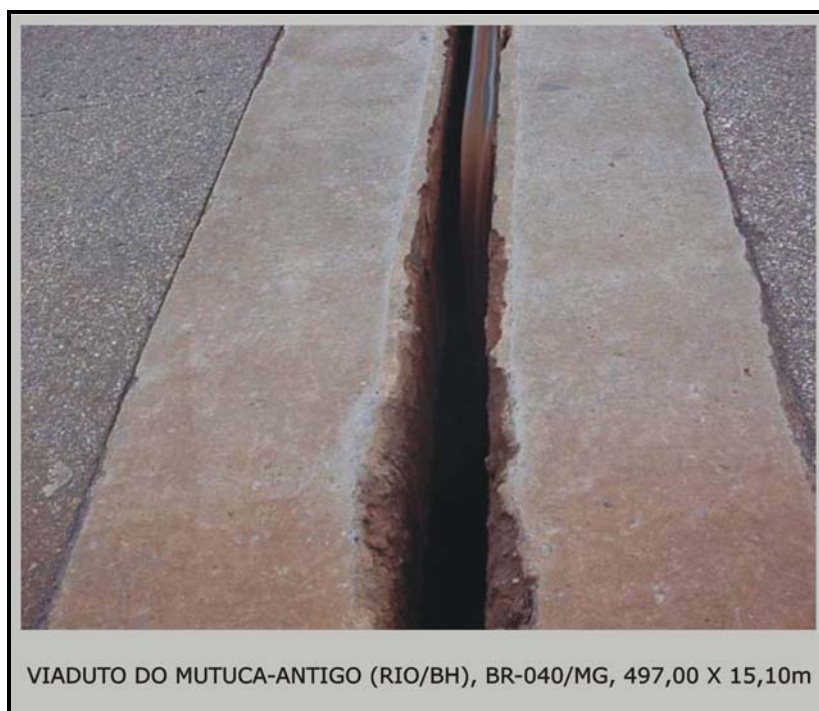


Foto 16 – Junta mal projetada e/ou executada, desgastada e ineficaz



12.5. PATOLOGIAS NAS VIGAS PRINCIPAIS

Foto 17 – Viga com canto quebrado, armadura aparente e corroída



Foto 18 – Viga com deslocamento do concreto, ausência de cobrimento e estribos rompidos



Foto 19 – Viga principal com deslocamento do concreto, armadura
exposta e corroída



Foto 20 – Viga principal com deslocamento do concreto, armadura exposta
e corroída

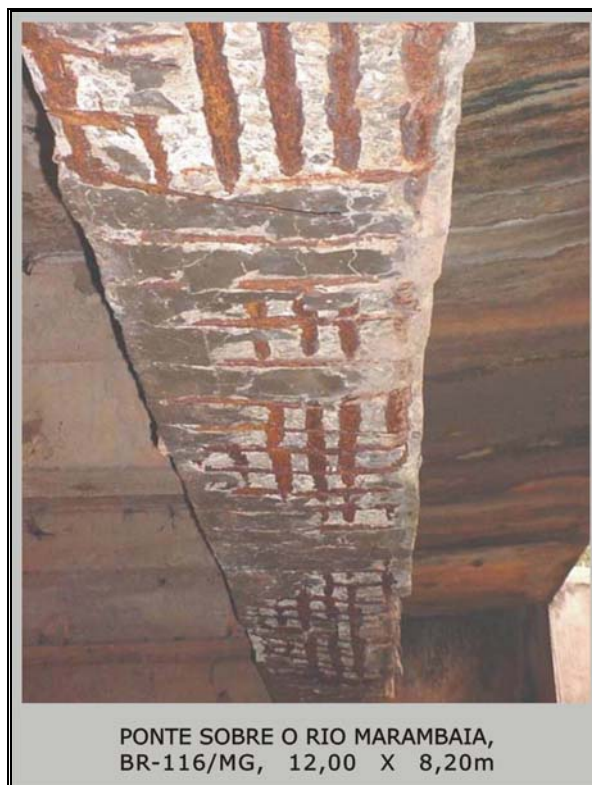


Foto 21 – Viga com deslocamento do concreto, ausência de cobrimento, armadura exposta e corroída



Foto 22 – Viga principal com concreto deslocado, vazios de concretagem e corrosão de armaduras aparentes

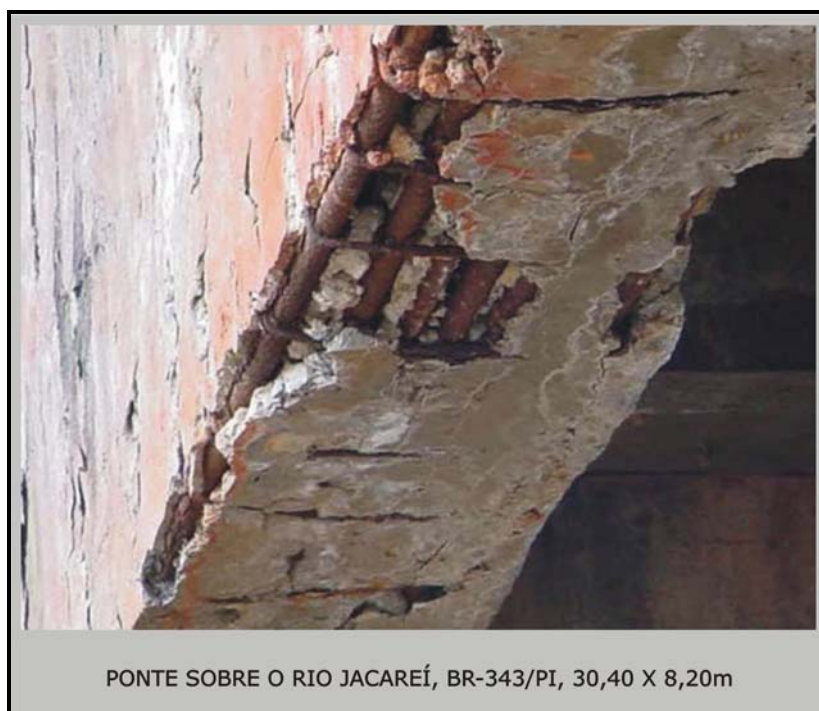


Foto 23 – Viga principal com concreto deslocado, vazios de concretagem e corrosão de armaduras aparentes



12.6. PATOLOGIAS NOS APARELHOS DE APOIO

Foto 24 – Aparelho de apoio inadequado: Esmagamento do concreto no topo do pilar e fundo da viga principal



Foto 25 – Aparelho de apoio inadequado: Esmagamento do concreto no topo do pilar e fundo da viga principal



Foto 26 – Aparelho de apoio de neoprene esmagado



12.7. PATOLOGIAS EM DENTES E ARTICULAÇÕES

Foto 27 – Dentes ameaçados de degradação por infiltrações nas juntas de dilatação do estrado



Foto 28 – Dentes em estado de pré-ruína e juntas de dilatação sem tratamento

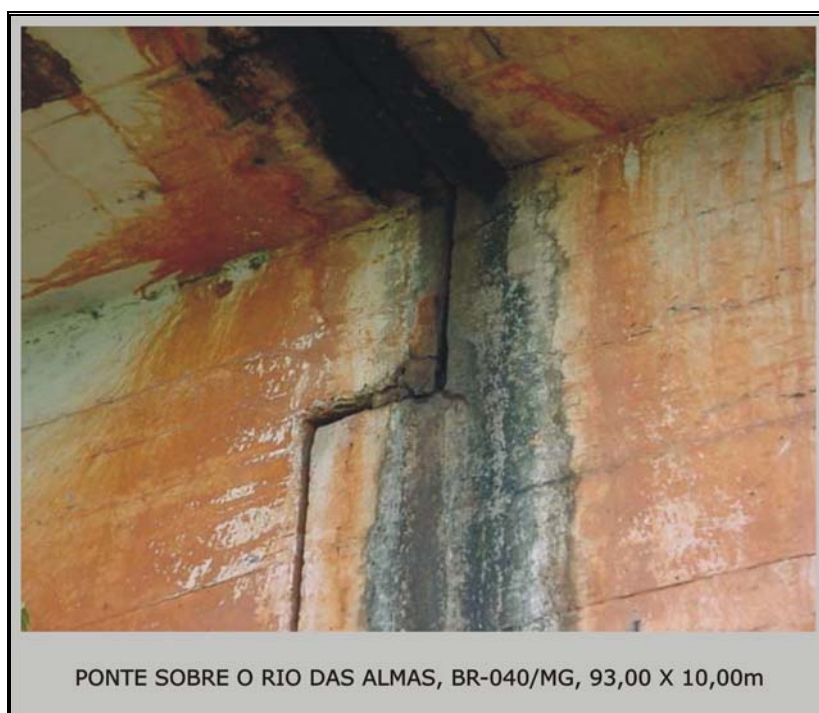


Foto 29 – Dentes em estado de pré-ruína e juntas de dilatação sem tratamento



12.8. PATOLOGIAS NOS PILARES

Foto 30 – Apoio pendular com fratura e/ou deslocamento de concreto e armaduras aparentes e corroídas



Foto 31 – Apoio pendular com fratura e/ou deslocamento de concreto e armaduras aparentes e corroídas

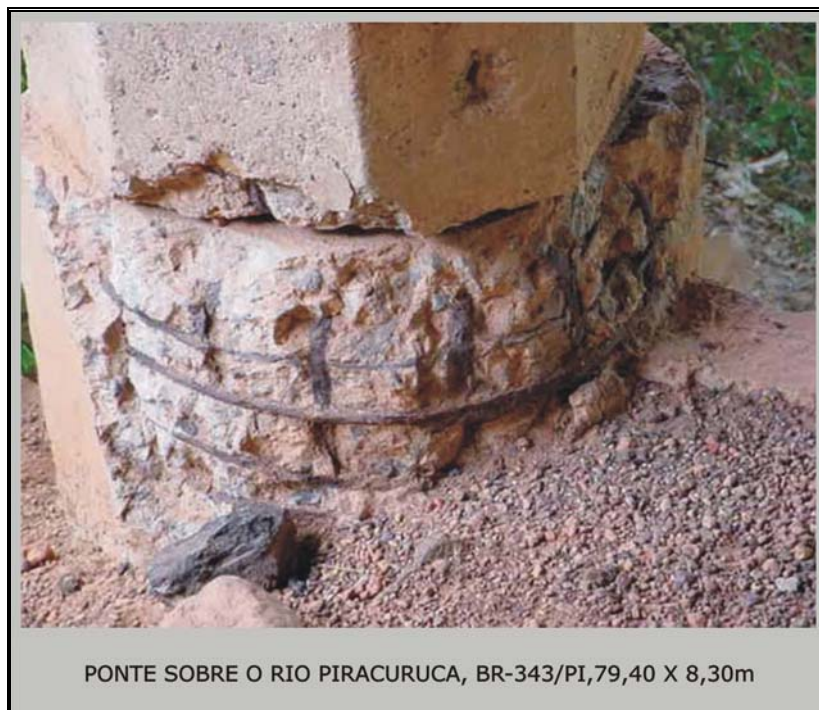


Foto 32 – Detalhe do pilar com deslocamento de concreto e corrosão de armaduras



Foto 33 – Detalhe do pilar com deslocamento de concreto e corrosão de armaduras



Foto 34 – Topo de Pilar Fraturado: Falta de cintamento adequado e placa de articulação levada até a extremidade



Foto 35 – Pilar com falhas de concretagem



Foto 36 – Pilar em Estado de Pré-Ruína: Erosão, Desplacamento de concreto, Trincas e Armaduras aparentes corroídas

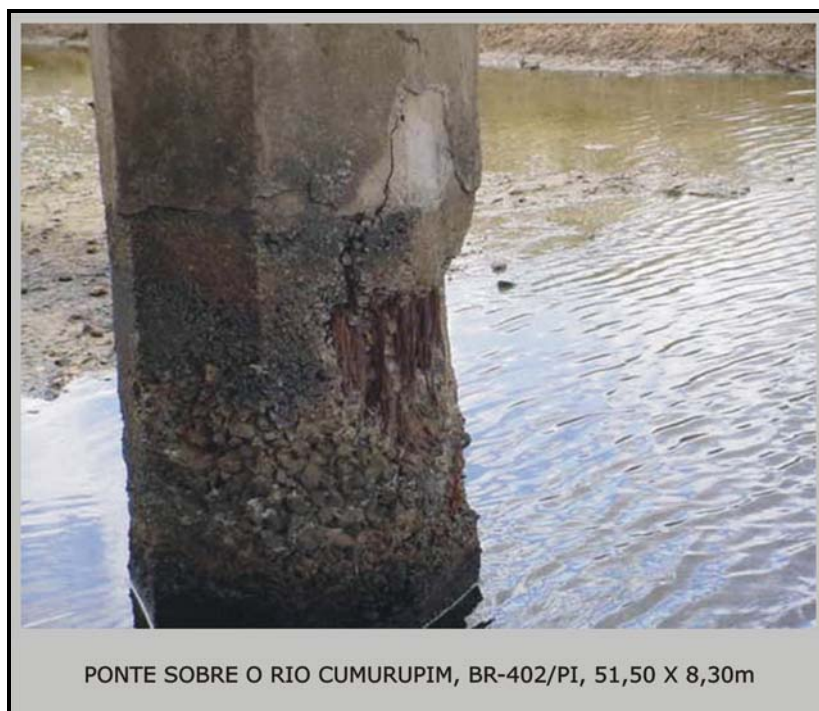


Foto 37 – Erosão na base do pilar



Foto 38 – Erosão na base do pilar



12.9. PATOLOGIAS NAS FUNDAÇÕES VISÍVEIS

Foto 39 – Base do pilar e blocos atacados pela erosão



Foto 40 – Reação álcali-agregado em bloco de fundação



Foto 41 – Fundação em estacas expostas e danificadas



12.10. PATOLOGIAS NOS ENCONTROS

Foto 42 – Eflorescência em parede frontal



Foto 43 – Erosão em parede frontal



Foto 44 – Erosão em parede frontal



Foto 45 – Fratura no canto da parede frontal



Foto 46 – Fundação em estacas expostas, de pequeno diâmetro



12.11. EVIDÊNCIAS DE MANUTENÇÃO DEFICIENTE

Foto 47 – Acúmulo de materiais flutuantes nos pilares



Foto 48 – Acúmulo de materiais flutuantes nos pilares



Foto 49 – Ponte curta, proteção emergencial com sacos de solo-cimento, erosão acentuada e falta de descida d'água



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- a) AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. *The manual for bridge evaluation*. Washington, D.C., 2008.
- b) AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *ACI manual of concrete practice*. Farmington, MI, 2007.
- c) _____. INTERNATIONAL CONCRETE REPAIR INSTITUTE. *Concrete repair manual*. 2nd ed. Farmington, MI, 2003.
- d) _____. _____. _____. 3rd ed. Farmington, MI, 2004.
- e) ANDRIOLO, Francisco Rodrigues. *Construções de concreto*. São Paulo: PINI, 1984.
- f) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: projeto de estruturas de concreto: procedimento*. Rio de Janeiro, 2007.
- g) _____. *NBR 7187: projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido: procedimento*. Rio de Janeiro, 2003.
- h) BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. *Manual de construção de obras-de-arte especiais*. 2. ed. Rio de Janeiro, 1995. (IPR. Publ., 602).
- i) _____. *Manual de projeto de obras-de-arte especiais*. Rio de Janeiro, 1996. (IPR. Publ., 698).
- j) _____. *Serviço de desenvolvimento e teste de sistema de gerenciamento de obras de arte especiais*, relatório final. Rio de Janeiro, 1994.
- k) BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação do Instituto de Pesquisas Rodoviárias. *Manual de inspeção de pontes rodoviárias*. 2. ed. Rio de Janeiro, 2004. (IPR. Publ., 709).
- l) CÁNOVAS, Manuel F. *Patologia e terapia do concreto armado*. São Paulo: PINI, 1988.
- m) CEB/FIP – Strategies for Testing and Assessment of Concrete Structures.
- n) COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. Strategies for testing and assessment of concrete structures affected by reinforcement corrosion. Lausanne, 1998. (CEB. Bulletin, 243).
- o) ESTADOS UNIDOS. Federal Highway Administration. *Bridge inspector's training manual 90*. Washington, D.C., 1995.
- p) _____. *Inspection of fracture critical bridge members*. Washington, D.C., 2002.
- q) GENTIL, Vicente. *Corrosão*. 2. ed. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1983.

- r) HELENE, Paulo R. L. *Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras para concreto armado*. 1993. Tese (Livre docência)- Departamento de Engenharia e Construção Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.
- s) IABSE/AIPC/IVBH: Franz Knoll and Thomas Vogel – Design for Robustness.
- t) _____. *Corrosão em armadura para concreto armado*. São Paulo: PINI, IPT, 1986.
- u) _____. *Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto*. São Paulo: PINI, 1993.
- v) KNOLL, Franz; Vogel, Thomas. Design for robustness. Zürich: IABSE, 2009. (IABSE. Structural engineering documents, 11).
- w) LEONHARDT, Fritz; MONNIG, Eduard. *Construções de concreto*. Rio de Janeiro: Interciência, 1979.
- x) MEHTA, P. K.; MONTEIRO, Paulo J. M. *Concreto, estrutura, propriedades e materiais*. São Paulo: PINI, 1994.
- y) RADOMSKI, Wojciech. *Bridge rehabilitation*. London: Imperial College Press, 2002.
- z) RAINA, V. K. *Concrete bridges: inspection, repair, strengthening, test and load capacity evaluation*. New York: McGraw-Hill, 1996.
- aa) RIPPER, Thomaz; SOUZA, Vicente C. M. *Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*. São Paulo: PINI, 1998.
- bb) THOMAZ, Eduardo C. S. *Fissuração: casos reais*. Rio de Janeiro: IME, 2003.
- cc) WISNIEWSKA, D. et al. Probability based assessment of existing concrete bridges: stochastic resistance models and applications. *International Association for Bridge and Structural Engineering Journal*, Zurich, v.19, n.2, 2009.

ÍNDICE

Apresentação	5
Lista de símbolos e abreviaturas	7
Lista de ilustrações – Figuras.....	9
Lista de ilustrações – Fotos	11
Sumário	15
1. Introdução	19
2. Objetivos	23
3. Abrangência	27
4. Definições e caracterização das intervenções em pontes construídas	31
4.1. Definições	33
4.2. Caracterização das intervenções em pontes construídas	34
4.3. Limitações das pontes recuperadas	34
5. Durabilidade e identificação de causas de deficiências estruturais.....	37
5.1. Durabilidade.....	39
5.2. Classificação das causas de deterioração das pontes de concreto.....	40
5.2.1. Fatores intrínsecos.....	40
5.2.2. Fatores resultantes do tráfego rodoviário.....	41
5.2.3. Fatores ambientais.....	41
5.2.4. Fatores resultantes do tipo e intensidade da manutenção	41
5.2.5. Fatores correlacionados à atividade humana	41
5.3. Causas da deterioração das pontes de concreto.....	42
5.4. Recomendações para estruturas duráveis.....	43
6. Causas físicas de patologias do concreto.....	45
6.1. Considerações gerais	47
6.2. Causas físicas de patologias do concreto	47
6.2.1. Tipos usuais de pontes	47
6.2.2. Causas físicas de patologias em pontes de concreto armado	47
6.3. Principais tipos de patologias provocadas por causas físicas, pela utilização das estruturas e pelo mau detalhamento.....	53
6.3.1. Na superestrutura	53

6.3.2. Na infraestrutura	59
6.3.3. Nos encontros.....	62
6.4. Detalhes especiais	64
6.4.1. Dentes de apoio de vigas.....	64
6.4.2. Vigas de apoio de vigas	64
6.4.3. Apoios extremos de vigas	65
6.4.4. Cantos de vigas	65
6.4.5. Juntas de dilatação	66
6.5. Impacto de veículos e choque de embarcações	66
7. Causas químicas de patologias do concreto.....	67
7.1. Considerações gerais	69
7.2. Principais causas químicas de patologias do concreto	69
7.3. Particularidades das causas químicas	69
7.3.1. Ataques de sulfatos	69
7.3.2. Ataques de cloretos	70
7.3.3. Carbonatação do concreto.....	70
7.3.4. Reação álcali-agregado	71
7.3.5. Agressividade do meio ambiente	72
7.3.6. Corrosão do concreto	72
7.3.7. Corrosão das armaduras	72
7.4. Eflorescência	74
8. Prevenção e tratamento das patologias do concreto.....	77
8.1. Prevenção	79
8.1.1. O material concreto	79
8.1.2. Principais causas das patologias do concreto.....	82
8.1.3. Conclusões	82
8.2. Patologias do concreto	82
8.2.1. Considerações gerais.....	82
8.2.2. Tipos de patologias	83
8.3. Materiais de recuperação.....	85
8.3.1. Argamassa e concreto de cimento Portland	85
8.3.2. Argamassa de resina epoxídica	85

8.3.3. Concreto modificado por látex.....	85
8.3.4. Concreto com cimento de alta resistência inicial.....	85
8.3.5. Concreto aditivado com sílica ativa.....	85
8.3.6. Materiais betuminosos	86
8.4. Técnicas de recuperação e tratamentos	86
8.4.1. Remoção e substituição de concreto	86
8.4.2. Remoção de corrosão	87
8.4.3. Remoção de manchas.....	87
8.4.4. Tratamento de vazios, cavidades, ninhos e disgregações	87
8.4.5. Tratamento de trincas e fissuras.....	87
8.4.6. Corrosão: Evolução, controle, tipos e tratamento	89
9. Mecanismos de deterioração do concreto e das armaduras.....	93
9.1. Considerações gerais.....	95
9.2. Corrosão do concreto	95
9.2.1. Causas principais da corrosão química do concreto	95
9.2.2. Prevenção e tratamento da corrosão do concreto.....	96
9.3. Corrosão das armaduras	97
9.3.1. Mecanismos para os processos corrosivos.....	97
9.3.2. Danos provocados pela corrosão das armaduras.....	98
9.3.3. Proteção contra a corrosão das armaduras	98
9.3.4. Tratamento das armaduras corroídas	99
10. Prevenção da deterioração das armaduras e tratamento.....	101
10.1. Considerações	103
10.2. Mecanismos de proteção das armaduras no concreto	103
10.3. Principais agentes e causas da deterioração das armaduras	105
10.3.1. Carbonatação	105
10.3.2. Penetração de cloretos	106
10.3.3. Fissuração	107
10.3.4. Estruturas sujeitas a maiores riscos em ambientes agressivos.....	109
10.4. Diretrizes de projeto e execução de estruturas novas.....	110
10.4.1. Diretrizes de projeto	110
10.4.2. Diretrizes de execução.....	110

10.4.2.1. Cobrimento, compactação e cura	110
10.4.2.2. Materiais e métodos	111
10.5. Tratamento da corrosão nas armaduras	112
11. Avaliação da capacidade de carga das pontes existentes	113
11.1. Considerações	115
11.1.1. Diferenças fundamentais entre projeto e avaliação	115
11.1.2. Diferenças entre Normas e Diretrizes.....	116
11.2. Condições de avaliação	116
11.3. Métodos de avaliação.....	116
11.3.1. Métodos analíticos	117
11.3.1.1. Considerações.....	117
11.3.1.2. Classificação das pontes: índice de capacidade de carga	117
11.3.1.3. A equação de classificação das pontes	117
11.3.1.4. Cargas permanentes	118
11.3.1.5. Cargas móveis.....	118
11.3.1.6. Outros carregamentos	118
11.3.1.7. Valores indicativos dos coeficientes.....	118
11.3.1.8. Avaliação das resistências no estado limite último	119
11.3.1.9. Escolha do valor do coeficiente de resistência Φ	120
11.3.1.10. Verificação da estrutura no estado limite de utilização	120
11.3.1.11. Casos especiais	120
11.3.2. Métodos empíricos: provas de carga	121
11.3.2.1. Classificação das provas de carga	121
11.3.2.2. Fatores que influenciam a capacidade resistente da ponte	121
11.3.2.3. Vantagens das provas de carga.....	121
11.3.2.4. Medidas de segurança durante as provas de carga	122
11.3.2.5. Situações que inviabilizam provas de carga	122
11.4 Conclusões e observações	122
12 Fotografias de patologias – Pontes existentes necessitando de obras de recuperação.....	123
12.1 – Patologias na pavimentação	125
12.2 – Patologias nos dispositivos de segurança.....	126
12.3 – Patologias na laje superior	127

12.4 – Patologias nas juntas de dilatação	132
12.5 – Patologias nas vigas principais.....	133
12.6 – Patologias nos aparelhos de apoio.....	136
12.7 – Patologias em dentes e articulações	138
12.8 – Patologias nos pilares	139
12.9 – Patologias nas fundações visíveis	144
12.10 – Patologias nos encontros	146
12.11 – Evidências de manutenção deficiente	148
Referências bibliográficas	151
Índice	155