



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

IDENTIFICAÇÃO DE PATOLOGIAS EM PONTES DE
VIAS URBANAS E RURAIS NO MUNICÍPIO DE
CAMPINAS-SP

ARTUR LENZ SARTORTI

Campinas – SP

2008

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

ARTUR LENZ SARTORTI

**IDENTIFICAÇÃO DE PATOLOGIAS EM PONTES DE VIAS
URBANAS E RURAIS NO MUNICÍPIO DE CAMPINAS-SP**

Dissertação apresentada à Comissão de Pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Estruturas.

Orientador: NILSON TADEU MASCIA

Campinas – SP

2008

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

SA77i Sartorti, Artur Lenz
Identificação de patologias em pontes de vias urbanas e rurais no município de Campinas - SP / Artur Lenz Sartorti. --Campinas, SP: [s.n.], 2008.

Orientador: Nilson Tadeu Mascia.
Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura.

1. Pontes. 2. Pontes de concreto. 3. Pontes metálicas. 4. Pontes - Durabilidade (Engenharia). 5. Pontes - Avaliação. I. Mascia, Nilson Tadeu. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura. III. Título.

Titulo em Inglês: Identification of pathology in bridges in the city and in the country in the county of Campinas-SP

Palavras-chave em Inglês: Bridges, Concrete bridges, Iron and steel bridges, Maintenance bridges, Evaluation bridges

Área de concentração: Estruturas

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora: Almir Sales, Isaias Vizotto

Data da defesa: 29/10/2008

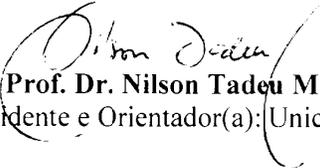
Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

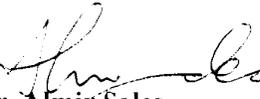
UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

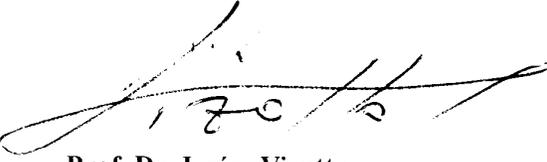
ARTUR LENZ SARTORTI

IDENTIFICAÇÃO DE PATOLOGIAS EM PONTES DE VIAS
URBANAS E RURAIS NO MUNICÍPIO DE CAMPINAS-SP

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:


Prof. Dr. Nilson Tadeu Mascia
Presidente e Orientador(a): Unicamp/FEC


Prof. Dr. Almir Sales
UFSCAR/Departamento de Engenharia Civil


Prof. Dr. Isaías Vizotto
Unicamp/FEC

Campinas, 29 de outubro de 2008

AGRADECIMENTOS

Ao DEUS Criador, Mantenedor e Salvador devo a conclusão deste trabalho e portanto dedico a Ele o meu preito de louvor e agradecimento.

A minha querida esposa Cristiane pela paciência e apoio incontáveis em todas as etapas desta tarefa. Muito obrigado!

Aos meus pais Orlando e Marlene que sempre me incentivaram a prosseguir vencendo obstáculos e alcançando vitórias.

A realização deste trabalho não poderia ter se concretizado sem uma excelente orientação que sem medir esforços esteve sempre presente. Ao Prof Dr. Nilson Tadeu Mascia meu muito obrigado.

E finalmente a todos os colegas e funcionários da FEC que de alguma forma contribuíram para a realização desta pesquisa.

“No princípio criou Deus os Céus e a Terra”

Bíblia Sagrada (Gen 1:1)

RESUMO

SARTORTI, Artur Lenz. **Identificação de patologias em pontes de vias urbanas e rurais no município de Campinas-SP**. Campinas: Faculdade de Engenharia Civil - UNICAMP, 2008. 203p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP, 2008.

A existência de um grande número de pontes com problemas patológicos importantes motiva a pesquisa sobre este assunto. As pontes de pequeno e médio porte têm relevância significativa para o desenvolvimento econômico e social do país, pois devem assegurar o trânsito de pessoas, veículos e matérias primas e escoamento dos produtos gerados. No entanto, o estado precário em que se encontra grande parte das pontes em vias urbanas e rurais, dificulta o deslocamento, causando desconforto e insegurança aos usuários. Além disso, elevam-se os custos de transporte para os produtores e de manutenção para as prefeituras. Diante desta realidade, busca-se nesse trabalho, avaliar o estado de conservação de pontes de pequeno e médio porte em vias urbanas e rurais na região de Campinas (SP). Desta forma, um correto embasamento teórico do assunto permitirá a adoção da acertada atitude frente a um quadro patológico. Sendo assim, esta pesquisa foca uma ampla revisão bibliográfica abrangendo o estado-da-arte do projeto de pontes e da identificação das patologias nas estruturas metálicas, de concreto armado e/ou protendido e de madeira, e também visa estabelecer conceitos que serão aplicados quando da escolha do método corretivo. Além do embasamento teórico, buscou-se constatar “*in loco*” a manifestação de patologias em nove pontes na região do município de Campinas (SP), apresentando-se sugestões

quanto à profilaxia e correção em cada caso. Para colaborar com as sugestões, foram desenvolvidos dois projetos de pontes tipo anexados à pesquisa, os quais são de estruturas mistas de aço-concreto e de madeira. Finalmente observa-se a partir da presente pesquisa, que existe a necessidade de um mapeamento rigoroso das pontes urbanas e rurais com vistas de elevar a vida útil e garantir maior segurança à sociedade.

PALAVRAS CHAVE

Pontes; patologias; durabilidade; concreto; aço; madeira

ABSTRACT

SARTORTI, Artur Lenz. **Identification of pathology in urban and rural bridges in the county of Campinas-SP**. Campinas: Civil Engineer College - UNICAMP, 2008. 203p. Dissertation (master's degree) - Civil Engineer College, UNICAMP, 2008.

The existence of a great number of bridges with pathological problems motivates the research on this subject. The small and medium bridges have a main importance to the economic and social development of the country, due to they must guarantee the people, vehicle, and raw material transit and the flow of manufacture products. However, the precarious condition that a great part of the bridges is in the city and in the rural area and has difficult the movement, causing discomfort and insecurity to people. Besides, there is an increase of the cost of transport to the producer and of the maintenance to the town hall. In the presence of this reality, this work intends to evaluate the conservation state of small and medium bridges in the city and in the rural area in the region of Campinas (SP). Thus, a consistent theoretical base about this subject will permit to choose a right attitude on a pathological way and this research focuses on a complete review of bibliography covering the state-of-art of the bridge design and the pathological identify of steel, reinforced or prestressed concrete and wood structures and also will establish concepts that will be applied to the choice of a corrective method. Apart from this theoretical base, it was presented, “*in loco*”, the pathological demonstration of nine bridges in the region of Campinas (SP), and proposed suggestions about the treatment and correction in each case. To collaborate with these

suggestions, two pattern projects of bridges, which were of concrete and steel composite structure and of wood, were developed and annexed to this research. Finally, through this research it is noticed that there is a need of a rigorous mapping of the urban and rural bridges to elevate their useful life and to guarantee the right security to the society.

KEY WORDS

Bridges; pathology; durability; concrete; steel; wood

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Exemplos de ponte e viaduto.....	5
Figura 3.2 – Elementos constituintes das pontes segundo Debs e Takeya (2003).....	5
Figura 3.3 – Elementos constituintes das pontes segundo adotada.....	6
Figura 3.4 – Elementos constituintes da seção transversal da superestrutura.....	7
Figura 3.5 – Elementos constituintes da seção longitudinal das pontes.....	7
Figura 3.6 – Classificação das pontes segundo o desenvolvimento planimétrico. (A) Ponte reta ortogonal; (B) Ponte reta esconsa; (C) Ponte curva.....	10
Figura 3.7 – Classificação das pontes segundo a altimetria.....	11
Figura 3.8 – Ponte em viga.....	12
Figura 3.9 – Ponte em treliça.....	13
Figura 3.10 – Ponte em pórtico.....	13
Figura 3.11 – Ponte em arco.....	13
Figura 3.12 – Pontes suspensas. (A) Ponte pênsil; (B) Ponte estaiada.....	14
Figura 3.13 – Classificação das pontes em função da posição do tabuleiro.....	15
Figura 3.14 – Classificação das pontes em função da seção transversal.....	15
Figura 4.1 – Rios de meandros.....	21
Figura 4.2 – Rios de múltiplos canais.....	21
Figura 4.3 – Efeito do recalque em estruturas isostáticas e hiperestáticas.....	29
Figura 4.4 – Veículos tipos para o cálculo das ações móveis de pontes.....	31
Figura 4.5 – Posicionamento das cargas para a determinação do trem-tipo.....	31

Figura 4.6 – Determinação do vão para o cálculo do coeficiente de impacto.....	32
Figura 4.7 – Efeito do empuxo de terra adicional devido a carga móvel.....	35
Figura 4.8 – Coeficiente dimensional para o cálculo d pressão da água em pilares....	36
Figura 4.9 – Efeito do impacto de veículos em pontes.....	38
Figura 4.10 – Seqüência de montagem através de deslocamentos sucessivos.....	43
Figura 5.1 – Lei dos cincos de Sitter (1984). A evolução progressiva dos custos de reparo.....	48
Figura 5.2 – Alternativas de terapia das estruturas.....	50
Figura 5.3 – Influencia do fator a/c na permeabilidade do concreto.....	52
Figura 5.4 – Causas intrínsecas das patologias nas estruturas de concreto armado e protendido.....	55
Figura 5.5 – Causas extrínsecas das patologias nas estruturas de concreto armado e protendido.....	56
Figura 5.6 – Configuração da fissuração por flexão em vigas.....	58
Figura 5.7 – Configuração da fissuração por flexão em lajes.....	58
Figura 5.8 – Configuração da fissuração por momento volvente.....	59
Figura 5.9– Configuração da fissuração por esmagamento do concreto.....	59
Figura 5.10 – Configuração da fissuração por efeito de cisalhamento.....	60
Figura 5.11 – Fissuras por cortante – esmagamento e tração do concreto simultaneamente.....	61
Figura 5.12 – Configuração típica de fissuras por retração em vigas e lajes.....	62
Figura 5.13 – Possíveis configurações de fissuras em pontes de concreto.....	63
Figura 5.14 – Possíveis configurações de fissuras em pilares de pontes de concreto..	64
Figura 5.15 – Tipologia da corrosão do aço. (A) vista superior, (B) vista lateral.....	66
Figura 5.16 – Defeitos nas madeiras.....	75
Figura 5.17 – Agentes deterioradores da madeira.....	76
Figura 5.18 – Ciclo de vida dos fungos.....	77
Figura 5.19 – Peça de madeira atacada por besouros.....	79
Figura 5.20 – Peça de madeira rachada.....	80
Figura 5.21 – Demonstração do efeito do fogo na madeira.....	83
Figura 5.22 – Formação da semipilha eletrolítica.....	87
Figura 5.23 – Célula de corrosão em meio ao concreto armado.....	88
Figura 5.24 – Variação de módulo de elasticidade e resistência com a temperatura..	91

Figura 5.25 – Formas de manutenção estrutural.....	100
Figura 5.26– Comparação de custos.....	101
Figura 6.1 – Vista do tráfego.....	105
Figura 6.2 – Vista geral da ponte.....	105
Figura 6.3 – Estrutura metálica que sustenta o passeio.....	105
Figura 6.4 – Tubulações fixadas na estrutura.....	106
Figura 6.5 – Vista inferior da ponte.....	106
Figura 6.6 – Presença de limo e destacamento do concreto.....	107
Figura 6.7 – Presença de limo por infiltração.....	107
Figura 6.8 – Corrosão na estrutura metálica que sustenta o passeio.....	107
Figura 6.9 – Desgaste do concreto da laje do tabuleiro.....	108
Figura 6.10 – Saliência causada pelo apodrecimento da madeira.....	108
Figura 6.11 – Estado de apodrecimento da madeira do passeio.....	108
Figura 6.12 – Estreitamento da pista.....	109
Figura 6.13 – Vista da entrada da ponte.....	110
Figura 6.14 – Vista lateral da ponte.....	110
Figura 6.15 – Longarinas metálicas.....	111
Figura 6.16 – Tabuleiro de madeira.....	111
Figura 6.17 – Encontros de blocos de pedra assentados com argamassa.....	111
Figura 6.18 – Corrosão avançada do aço.....	112
Figura 6.19 – Apodrecimento do tabuleiro de madeira.....	112
Figura 6.20 – Corrosão avançada dos perfis metálicos.....	112
Figura 6.21 – Apodrecimento da madeira do tabuleiro por acúmulo de umidade.....	113
Figura 6.22 – Vista dos contraventamentos da estrutura.....	113
Figura 6.23 – Encontro de pedras.....	115
Figura 6.24 – Vista geral da ponte.....	115
Figura 6.25 – Pista de rolamento.....	115
Figura 6.26 – Toras que compõem a superestrutura.....	115
Figura 6.27 – Deterioração da madeira.....	116
Figura 6.28 – Avançado grau de apodrecimento da madeira.....	116
Figura 6.29 – Deformação excessiva no meio do vão da ponte.....	116
Figura 6.30 – Vista do tabuleiro da ponte.....	117

Figura 6.31 – Vista dos pilares de sustentação e das vigas principais.....	118
Figura 6.32 – Deterioração do guarda-corpo por corrosão.....	118
Figura 6.33 – Tabuleiro com presença de solo e lama.....	119
Figura 6.34 – Vista geral da ponte.....	120
Figura 6.35 – Corrosão dos perfis.....	121
Figura 6.36 – Avançado grau de corrosão das longarinas.....	121
Figura 6.37 – Apodrecimento das toras de madeira que dão sustentação ao solo.....	121
Figura 5.38 – Rachaduras nos encontros indicando excesso de sobrecarga.....	122
Figura 6.39 – Encontro parcialmente descalçado por efeito da erosão e má execução	122
Figura 6.40 – Guarda-corpo de madeira em estado precário.....	123
Figura 6.41 – Vista geral da ponte.....	124
Figura 6.42 – Rachaduras nos encontros indicando excesso de sobrecarga.....	125
Figura 6.43 – Detalhes das rachaduras dos encontros.....	125
Figura 6.44 – Corrosão do aço dos guarda-corpos.....	126
Figura 6.45 – Deterioração do pavimento.....	126
Figura 6.46 – Vista do tabuleiro.....	127
Figura 6.47 – Cabos de aço expostos.....	127
Figura 6.48 – Posicionamento dos cabos de aço na transversina metálica.....	128
Figura 6.49 – Transversina metálica.....	128
Figura 6.50 – Bloco de concreto para sustentação dos cabos de aço.....	128
Figura 6.51 – Apodrecimento das toras de madeira que compõem a estrutura principal.....	129
Figura 6.52 – Reparo precário.....	130
Figura 6.53 – Tábua deteriorada.....	130
Figura 6.54 – Vista geral da ponte e dos guarda-corpos.....	130
Figura 6.55 – Vista geral da ponte.....	131
Figura 6.56 – Vista geral da estrutura da ponte.....	132
Figura 6.57 – Guarda-corpo parcialmente destruído por colisão de veículo.....	133
Figura 6.58 – Erosão e assoreamento junto ao encontro.....	133
Figura 6.59 – Ponte de madeira em fase de acabamento.....	134
Figura 6.60 – Apoio de má qualidade para as toras de madeira.....	135
Figura 9.1 – Vista longitudinal da ponte.....	144

Figura 9.2 – Seção típica da ponte.....	145
Figura 9.3 – Esquema da carga móvel.....	146
Figura 9.4 – Determinação do trem-tipo para as vigas.....	148
Figura 9.5 – Seções a serem analisadas.....	148
Figura 9.6 – Diagramas de esforços devido ao carregamento permanente.....	149
Figura 9.7 – Linhas de influência pra seção S0.....	150
Figura 9.8 – Linhas de influência pra seção S1.....	151
Figura 9.9 – Envoltórias de esforços.....	152
Figura 9.10 – Seção transversal típica dos perfis.....	153
Figura 9.11 – Seção transversal mista.....	155
Figura 9.12 – Esquema estático para determinação do deslocamento vertical.....	160
Figura 9.13 – Linhas de influência pra seção da emenda dos perfis das longarinas....	162
Figura 9.14 – Seções de análise e dimensionamento da laje do tabuleiro.....	163
Figura 9.15 – Esquema estático e linha de influência para a determinação do momento fletor máximo na seção 1.....	164
Figura 9.16 – Esquema estático e linha de influência para a determinação do momento fletor máximo na seção 2.....	165
Figura 9.17 – Esquema estático e linha de influência para a determinação da cortante máxima na seção 1.....	165
Figura 9.18 – Esquema estático para a verificação da inversão de reações de apoio...	166
Figura 9.19 – Disposição da armadura para determinação da altura útil.....	167
Figura 9.20 – Determinação do ângulo da armadura transversal composta pelas diagonais da treliça.....	169
Figura 9.21 – Vista longitudinal da ponte.....	171
Figura 9.22 – Seção típica da ponte.....	172
Figura 9.23 – Esquema da carga móvel.....	173
Figura 9.24 – Esquema estático para a determinação do momento fletor máximo.....	174
Figura 9.26 – Esquema estático para a determinação da cortante e reação de apoio máximas.....	175

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Elementos e dimensões constituintes das pontes.....	8
Tabela 4.1 – Valores da velocidade de projeto recomendados pelo DER-SP.....	18
Tabela 4.2 - Pesos específicos dos materiais estruturais de pontes.....	25
Tabela 4.3 - Carregamento em função da classe da ponte.....	30
Tabela 4.4 - Características dos veículos tipo.....	30
Tabela 5.1 – Tratamentos usuais das estruturas de concreto armado.....	49
Tabela 5.2 – Classes de agressividade ambiental.....	53
Tabela 5.3 - Máximo fator a/c e qualidade do concreto.....	53
Tabela 5.4 – Origem das falhas de serviços em estruturas de concreto (em %)......	54
Tabela 5.5 – Dimensões de aberturas de fissuras, trincas, rachaduras, fendas e brechas	57
Tabela 5.6 – Penetração da frente de carbonatação em concretos de cimento Portland	67
Tabela 5.7 – Cobrimentos mínimos para as armaduras segundo a ABNT (NBR 6118.2003)	68
Tabela 5.8 – Coloração, resistência residual e módulo de deformação residual em função da temperatura	70
Tabela 5.9 - Agentes biológicos em função das situações de risco de deterioração.....	85
Tabela 5.10 – Comparativo de Custo x Resistência dos aços estruturais.....	86
Tabela 6.1 – Dados gerais das pontes pesquisadas.....	104
Tabela 9.1 – Valores dos esforços para o traçado da envoltória de momento fletor....	152
Tabela 9.2 – Valores dos esforços para o traçado da envoltória de cortante.....	152

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – American Society for Testing and Materials

CSN – Companhia Siderúrgica Nacional

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes

EESC – Escola de Engenharia de São Carlos

LaMEM – Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira

UNICAMP – Universidade Estadual de Campinas

USP – Universidade de São Paulo

LISTA DE SÍMBOLOS

f_{12} - resistência da madeira na umidade de 12%

$f_{U\%}$ - resistência da madeira na umidade ambiente

f_{t0} - resistência máxima à tração da madeira

f_{c0} - resistência máxima à compressão paralela às fibras da madeira

f_{c90} - resistência máxima à compressão transversal às fibras da madeira

f_{v0} - resistência máxima ao cisalhamento paralelo às fibras da madeira

f_y - resistência ao escoamento do aço

g - gravidade

k - coeficiente

ℓ - vão

m - massa

pH - potencial de hidrogênio

q - carga linearmente distribuída

v - velocidade

A - área da seção transversal.

E_{12} - módulo de elasticidade da madeira na umidade de 10%

$E_{U\%}$ - módulo de elasticidade da madeira na umidade ambiente

$E_{c0,m}$ - módulo de elasticidade paralelo às fibras da madeira

$E_{c0,ef}$ - módulo de elasticidade efetivo paralelo às fibras da madeira

F_a - força de atrito resultante

F_c - força centrífuga

$K_{mod,1}$ - coeficiente de modificação 1 da madeira

$K_{mod,2}$ - coeficiente de modificação 2 da madeira

$K_{mod,3}$ - coeficiente de modificação 3 da madeira

L - vão livre entre dois pilares, ou comprimento das vigas isostáticas

P - peso do veículo

Q - carga concentrada

R - raio da curva

R_A - reação vertical no apoio

U_{12} - umidade de referencia 12% para madeira

$U\%$ - umidade ambiente

V - volume da peça

V_a - velocidade da água

β - recalque

ϕ - coeficiente de impacto

γ - peso específico dos materiais

ΔR - recalque diferencial máximo do pilar considerado

SUMÁRIO

CAPA.....	i
FICHA DE APROVAÇÃO.....	iv
AGRADECIMENTOS.....	v
EPÍGRAFE.....	vi
RESUMO.....	vii
ABSTRACT.....	ix
LISTA DE FIGURAS.....	xi
LISTA DE TABELAS.....	xvi
LISTA DE ABREVIATURAS.....	xvii
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xviii
SUMÁRIO.....	xx
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 OBJETIVOS.....	3
2.1 Objetivos gerais.....	3
2.2 Objetivos específicos.....	3
3 ELEMENTOS CONSTITUINTES DAS PONTES.....	4
3.1 Classificação das pontes.....	8
3.1.1 Natureza do tráfego.....	9
3.1.2 Material da superestrutura.....	9
3.1.3 Planimetria.....	9

3.1.4	Altimetria.....	11
3.1.5	Comprimento.....	12
3.1.6	Esquema estrutural da superestrutura	12
3.1.7	Posição do tabuleiro.....	14
3.1.8	Seção transversal.....	15
3.1.9	Processo construtivo.....	16
3.1.10	Outras classificações.....	16
4	ELABORAÇÃO DO PROJETO DE PONTES.....	17
4.1	Elementos constituintes para a elaboração do projeto de pontes.....	18
4.1.1	Elementos geométricos.....	18
4.1.2	Elementos topográficos.....	19
4.1.3	Elementos hidrológicos.....	19
4.1.4	Elementos geotécnicos.....	22
4.1.5	Elementos complementares.....	23
4.2	Ações atuantes nas pontes rodoviárias.....	24
4.2.1	Ações permanentes.....	24
4.2.1.1	Cargas devidas ao peso próprio, pavimentação, revestimentos e demais elementos.....	25
4.2.1.2	Empuxo de terra.....	26
4.2.1.3	Empuxo d'água.....	27
4.2.1.4	Forças de protensão, fluência e retração.....	28
4.2.1.5	Deslocamento de fundações.....	28
4.2.2	Ações variáveis.....	30
4.2.2.1	Cargas móveis.....	30
4.2.2.2	Força centrífuga.....	33
4.2.2.3	Efeitos da frenação e da aceleração.....	33
4.2.2.4	Cargas de construção.....	34
4.2.2.5	Carga de vento.....	34
4.2.2.6	Empuxo de terra provocado por cargas móveis.....	35
4.2.2.7	Pressão da água em movimento.....	36
4.2.2.8	Variações de temperatura.....	36
4.2.2.9	Atrito nos apoios.....	37

4.2.3	Ações excepcionais.....	37
4.3	Determinação das solicitações atuantes na estrutura e métodos de análise estrutural.....	38
4.3.1	Cálculo das solicitações em vigas.....	39
4.3.2	Cálculo das solicitações em lajes do tabuleiro.....	40
4.3.3	Cálculo das solicitações em pilares, encontros e fundações.....	40
4.4	Métodos construtivos.....	41
4.4.1	Concreto moldado no local.....	41
4.4.2	Construção com elementos pré-moldados e pré-fabricados.....	42
4.4.3	Construção com deslocamentos sucessivos.....	42
5	PATOLOGIAS ESTRUTURAIS.....	44
5.1	Uma visão geral sobre o estudo das patologias.....	44
5.2	A questão da durabilidade.....	45
5.3	Fundamentos da patologia das estruturas.....	48
5.4	Pontes de concreto armado e protendido.....	50
5.4.1	Principais fatores que exercem influência sobre as estruturas de concreto armado e protendido.....	51
5.4.2	Causas das patologias em estruturas de concreto.....	54
5.4.3	Mecanismos de formação e manifestação das patologias nas estruturas de concreto armado e protendido.....	56
5.4.3.1	Fissuras.....	57
5.4.3.1.1	Fissuras de tração pelo esforço de flexão.....	57
5.4.3.1.2	Fissuras de compressão pelo esforço de flexão.....	59
5.4.3.1.3	Fissuras causadas pelo esforço cortante.....	60
5.4.3.1.4	Fissuras causadas pela torção.....	61
5.4.3.1.5	Fissuras causadas pela fluência.....	61
5.4.3.1.6	Fissuras causadas pela retração.....	61
5.4.3.1.7	Fissuras causadas por deformações térmicas e higroscópicas.....	62
5.4.3.1.8	Outras configurações de fissuras.....	63
5.4.3.2	Corrosão do concreto.....	65
5.4.3.3	Corrosão da armadura.....	65
5.4.3.4	Reações químicas.....	68

5.4.3.5	Danos provocados por colisões de veículos e pelo fogo.....	69
5.4.3.6	Deterioração do concreto protendido.....	70
5.5	Pontes de madeira.....	70
5.5.1	Fatores intervenientes no comportamento estrutural da madeira..	72
5.5.2	Mecanismos de formação e manifestação das patologias nas estruturas de madeira.....	74
5.5.2.1	Agentes bióticos.....	76
5.5.2.2	Apodrecimento pelo efeito de fungos.....	77
5.5.2.3	Ataque de bactérias.....	78
5.5.2.4	Infestação de insetos.....	78
5.5.2.5	Moluscos ou crustáceos marinhos.....	79
5.5.2.6	Agentes abióticos.....	80
5.5.2.7	Empenamentos e rachaduras provocadas por variações de umidade.....	80
5.5.2.8	Abrasão mecânica.....	80
5.5.2.9	Corrosão de peças metálicas.....	81
5.5.2.10	Degradação fotoquímica.....	81
5.5.2.11	Degradação química.....	81
5.5.2.12	Degradação devido a altas temperaturas.....	82
5.5.2.13	Patologias por deformações excessivas e instabilidade.....	82
5.5.2.14	Remoção da madeira.....	82
5.5.2.15	Fraturas incipientes.....	82
5.5.2.16	Danos devido ao fogo.....	83
5.5.3	Recomendações da NBR 7190:1997 – Projeto de estruturas de madeira.....	84
5.6	Pontes de aço.....	85
5.6.1	Mecanismos de formação e manifestação das patologias nas estruturas de aço.....	86
5.6.1.1	Oxidação do metal.....	87
5.6.1.2	Deformações causadas por sobrecargas excessivas.....	90
5.6.1.3	Deformações causadas por deficiência de contraventamento.....	90
5.6.1.4	Deformações causadas por efeitos térmicos.....	90

5.6.1.5	Defeitos causados por efeito de incêndio.....	91
5.6.1.6	Fissuras causadas por concentração de tensões e/ou fadiga.....	92
5.6.1.7	Defeitos de solda.....	92
5.6.1.8	Danos caudados por colisões.....	93
5.6.1.9	Danos caudados por vibrações excessivas.....	93
5.7	Aparelhos de apoio.....	94
5.8	Fundações e encontros.....	95
5.8.1	Movimentação vertical.....	95
5.8.2	Movimentação lateral.....	96
5.8.3	Movimentação rotacional.....	96
5.8.4	Deterioração dos materiais da fundação e/ou encontros.....	96
5.9	Pista de rolamento.....	97
5.10	Alterações nos cursos d'água.....	98
5.11	Manutenção e inspeção de pontes.....	98
5.11.1	Tipos de inspeção.....	99
5.11.2	Programas de manutenção.....	99
5.11.3	Avaliação do risco de ruptura devido à presença de patologias.....	102
6	IDENTIFICAÇÃO DE PATOLOGIAS ESTRUTURAIS, CONTRIBUIÇÕES PARA O TRATAMENTO E ACRÉSCIMO DA DURABILIDADE DE PONTES DA REGIÃO DE CAMPINAS.....	103
6.1	Ponte 01.....	104
6.1.1	Sugestões para o tratamento das patologias da ponte 01.....	109
6.2	Ponte 02.....	110
6.2.1	Sugestões para o tratamento das patologias da ponte 02.....	113
6.3	Ponte 03.....	114
6.3.1	Sugestões para o tratamento das patologias da ponte 03.....	116
6.4	Ponte 04.....	117
6.4.1	Sugestões para a prevenção de patologias da ponte 04.....	119
6.5	Ponte 05.....	119
6.5.1	Sugestões para o tratamento das patologias da ponte 05.....	123
6.6	Ponte 06.....	123
6.6.1	Sugestões para o tratamento das patologias da ponte 06.....	126

6.7	Ponte 07.....	126
6.7.1	Sugestões para o tratamento das patologias da ponte 07.....	130
6.8	Ponte 08.....	131
6.8.1	Sugestões para o tratamento das patologias da ponte 08.....	133
6.9	Ponte 09.....	134
6.9.1	Sugestões para a prevenção de patologias da ponte 09.....	135
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	137
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	139
9	ANEXO.....	144
9.1	Projeto de ponte tipo em sistema misto aço/concreto.....	144
9.1.1	Dados da ponte.....	144
9.1.2	Carregamento.....	145
9.1.2.1	Carregamento característico.....	146
9.1.2.2	Carregamento de cálculo.....	147
9.1.3	Dimensionamento das vigas principais.....	147
9.1.3.1	Cálculo dos esforços e envoltória.....	147
9.1.3.2	Dimensionamento dos perfis das longarinas.....	153
9.1.3.2.1	Verificação da viga para as cargas permanentes.....	154
9.1.3.2.2	Verificação da viga mista.....	155
9.1.4	Dimensionamento dos diafragmas (transversinas).....	162
9.1.5	Dimensionamento da laje.....	163
9.2	Projeto de ponte tipo de madeira.....	171
9.2.1	Dados da ponte.....	171
9.2.2	Carregamento característico.....	173
9.2.3	Determinação dos esforços máximos e combinação das ações.....	174
9.2.4	Dimensionamento das longarinas e do tabuleiro.....	177

1 INTRODUÇÃO

A fascinante arte de construir pontes tem encantado muitas gerações com sua altivez estrutural e beleza arquitetônica. A importância das pontes para o desenvolvimento e relacionamento humano tem sido a força que impulsiona o avanço nos conhecimentos das técnicas de construção e manutenção destas magníficas estruturas.

Em geral é dado destaque às grandes pontes com complicados sistemas estruturais, sendo pouco considerado as pontes de pequeno e médio porte. Porém, as milhares de pequenas pontes promovem a ligação de inúmeras pessoas oferecendo a estas a oportunidade de acesso a recursos necessários e de escoamento da produção.

Infelizmente pode-se constatar que a maioria das pontes pesquisadas apresenta estados patológicos comprometedores, oferecendo riscos à segurança da sociedade e acumulando prejuízos financeiros devido ao estado de abandono.

Com este cenário obscuro, a presente pesquisa buscou apresentar o estado de conservação de pontes de pequeno e médio porte em vias urbanas e rurais no município de Campinas (SP), fazendo-se uma interface entre o meio técnico-científico que traga benefícios ao estudo da conservação e manutenção de pontes, tendo como fundamento os conhecimentos do estado-da-arte das patologias de estruturas.

Para que seja atingida a referida interface, realizou-se uma abrangente revisão bibliográfica acompanhada de nove estudos de casos nos quais são identificadas as patologias e são propostas medidas de tratamento para as mesmas.

Desta maneira, é apresentado no capítulo 2 uma visão geral sobre os componentes constituintes das pontes, suas funções e os critérios de classificação. No capítulo 3, são abordados os principais assuntos referentes ao projeto de pontes.

Para o capítulo 4 estão destinadas as abordagens sobre os mecanismos de formação e manifestação das patologias nos diversos tipos de materiais encontrados nas pontes em estudo. Além disso, comentários sobre durabilidade são colocados e discutidos.

Os estudos de caso são comentados no capítulo 5, onde por uma ampla documentação fotográfica são facilmente identificadas as patologias, apresentando-se uma proposta para a solução dos problemas verificados.

Finalmente são apresentadas breves conclusões e sugestões, ficando em anexo dois projetos tipo de pontes de pequeno porte, sendo o primeiro em sistema misto aço/concreto e o segundo todo em madeira.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivos gerais

A presente pesquisa tem como objetivo geral avaliar o estado de conservação de pontes de pequeno e médio porte em vias urbanas e rurais na região do município de Campinas (SP), fazendo-se uma interface entre o meio técnico-científico que traga benefícios ao estudo da conservação e manutenção de pontes.

2.2 Objetivos específicos

Ao ser analisado cada caso em particular, existe o objetivo de sugerir soluções viáveis para o mesmo quando necessário. Estas soluções estão associadas aos conceitos desenvolvidos ao longo do texto.

3 ELEMENTOS CONSTITUINTES DAS PONTES

Como regra geral, pode-se definir uma ponte como uma construção que possui a finalidade de transpor um obstáculo e dar continuidade a uma via, conforme Pfeil (1985). Esta é uma definição ampla, sendo que na literatura técnica são encontradas algumas classificações das pontes tendo em vista diversos aspectos do traçado, seção transversal, obstáculo transposto, número de vãos, materiais constituintes, natureza do tráfego, etc.

Conforme o objetivo dessa pesquisa, deve-se ter em mente que as pontes analisadas aqui não são de grande porte, sendo construídas com materiais estruturais simples e em configurações geométricas básicas à finalidade em questão. Estas pontes, segundo Pfeil (1985), podem ser denominadas tradicionalmente de pontilhões por apresentarem pequenos vãos. Há, porém divergências entre qual seria o vão limite para a denominação de pontilhões. Desta forma será utilizada a denominação de pontes para todos os casos analisados neste estudo.

De acordo com Debs e Takeya (2003), uma ponte, propriamente dita, seria a estrutura destinada a transpor um obstáculo constituído por um curso d'água ou outra superfície líquida. Já o viaduto seria destinado a transpor um vale ou uma via. Independente da classificação, o tratamento estrutural de ambos é idêntico em quase todo conjunto com diferenças significativas apenas na infra-estrutura. A Fig. 3.1 mostra exemplos da classificação citada.

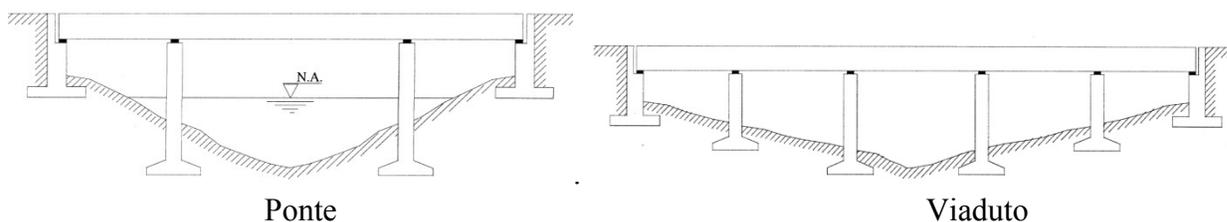


Figura 3.1 – Exemplos de ponte e viaduto

FONTE: Debs e Takeya (2003, p. 2)

Os elementos estruturais constituintes das pontes são classificados em dois ou três grandes grupos dependendo de cada autor. Leonhardt (1979) divide a estrutura da ponte em superestrutura e infra-estrutura. Na superestrutura estão contidos o tabuleiro, vigas principais e secundárias, sendo que pilares, encontros e apoios fazem parte da infra-estrutura. Já Liebenberg (1992) reparte a estrutura da ponte em superestrutura, subestrutura e fundações. Debs e Takeya (2003) apresentam uma divisão em elementos conforme a Fig 3.2.

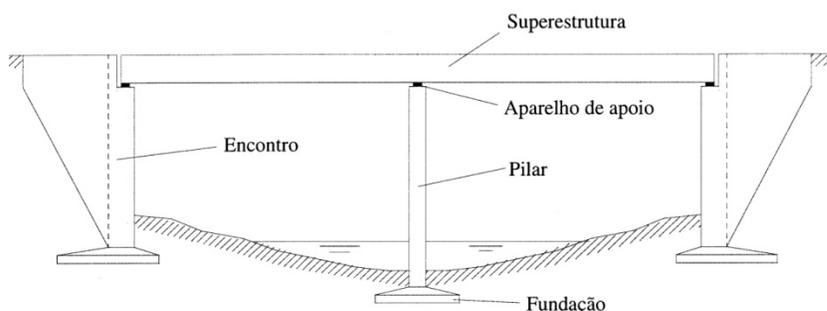


Figura 3.2 – Elementos constituintes das pontes segundo Debs e Takeya (2003)

FONTE: Debs e Takeya (2003, p. 5)

A nomenclatura utilizada neste estudo segue a classificação encontrada em Mason (1977) e Pfeil (1983), a qual desmembra os elementos em três grupos: superestrutura, mesoestrutura e infra-estrutura como mostra a Fig 3.3.

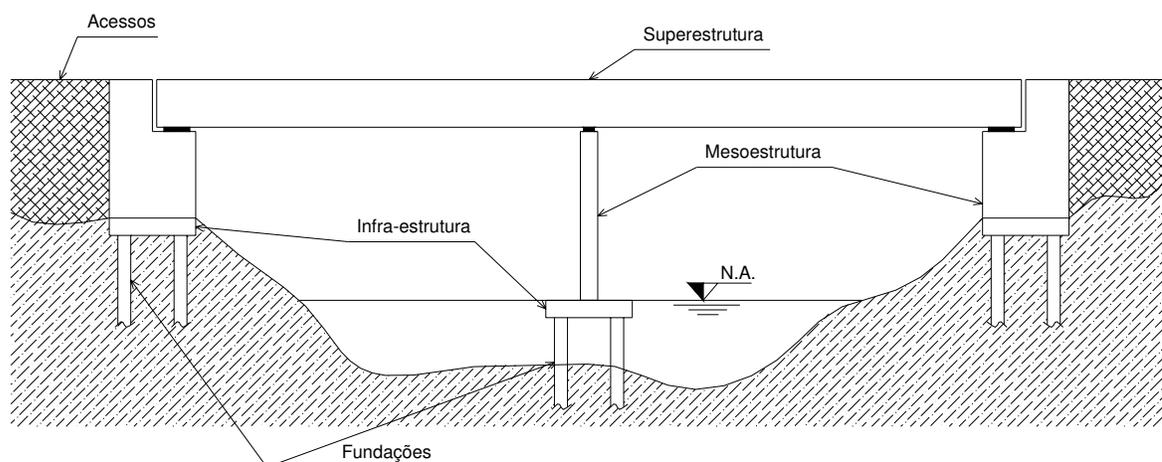


Figura 3.3 – Elementos constituintes das pontes segundo adotada

FONTE: Adaptado de Mason (1977, p. 1)

Como superestrutura, pode-se entender a parte da ponte destinada a vencer o obstáculo. É dividida em estrutura principal (vigas e longarinas) e secundária (tabuleiro ou estrado composto por laje, tábuas ou chapas metálicas) que recebe a ação direta das cargas.

A mesoestrutura é composta por:

- ✓ Pilares: elemento de suporte situado na região intermediária e sem a função de arrimar o solo;
- ✓ Encontro: elemento situado nas extremidades da ponte e com função de arrimar o solo e suportar a ponte.

Entende-se como infra-estrutura, os elementos de fundação (blocos, estacas e tubulões), os quais transmitem as cargas ao solo. Entre a superestrutura e a mesoestrutura encontram-se os aparelhos de apoio que são elementos destinados a transmitir as reações de apoio e permitir deslocamentos e movimentos da superestrutura.

Outros elementos e dimensões, atualmente praticadas, das seções transversais e longitudinais são encontrados em Leonhardt (1979) e Debs e Takeya (2003), sendo apresentados nas Fig. 3.4 e 3.5 e relacionados na Tab. 3.1.

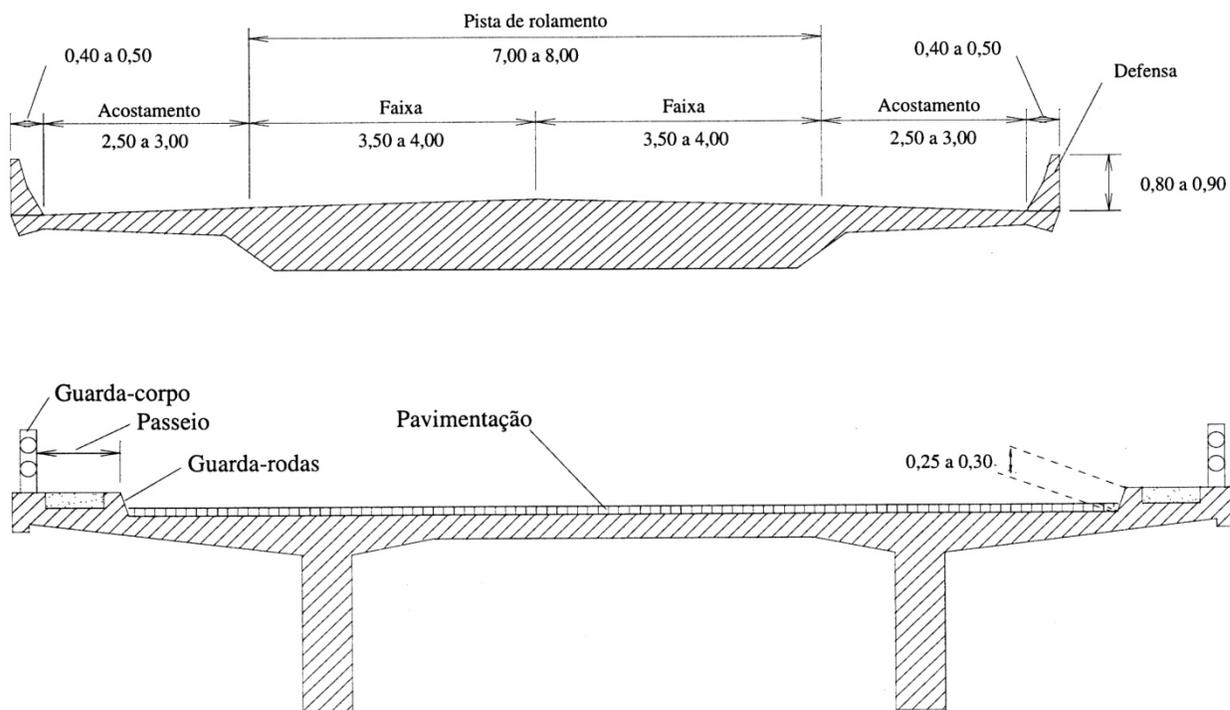


Figura 3.4 – Elementos constituintes da seção transversal da superestrutura

FONTE: Debs e Takeya (2003, p. 6)

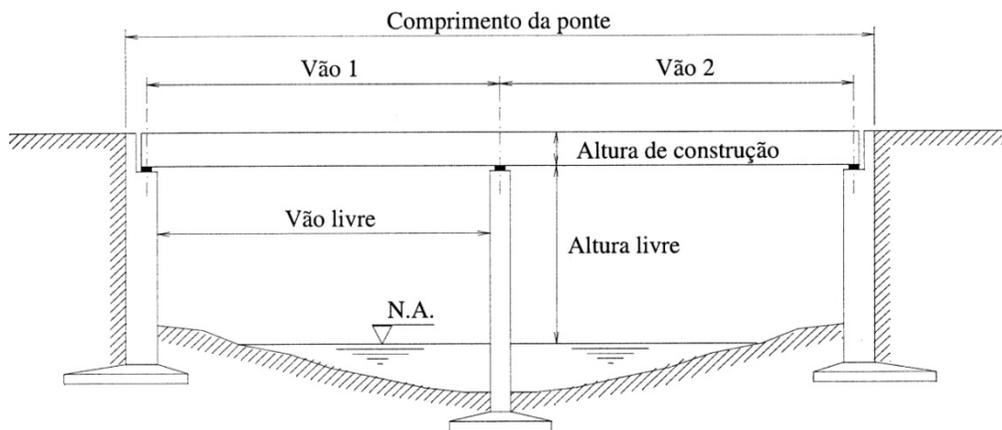


Figura 3.5 – Elementos constituintes da seção longitudinal das pontes

FONTE: Debs e Takeya (2003, p. 7)

Tabela 3.1 – Elementos e dimensões constituintes das pontes

Elemento ou dimensão	Descrição
Pista de rolamento	Largura disponível para o tráfego normal de veículos ou pedestre, que pode ser subdividido em faixas.
Acostamento	Largura adicional a pista de rolamento utilizada em casos de emergência pelos veículos.
Defensa	Elemento de proteção aos veículos, paralelo ao acostamento.
Passeio	Largura adicional destinada exclusivamente ao tráfego de pedestres.
Guarda-roda	Elemento destinado a impedir a invasão dos veículos no passeio.
Guarda-corpo	Elemento de proteção aos pedestres.
Viga principal ou longarina	Elemento destinado a vencer o obstáculo.
Viga secundária	Elemento transversal as vigas principais destinado a evitar efeitos secundários das vigas principais e redistribuir os esforços.
Tabuleiro	Elemento de placa destinado a receber a ação direta dos veículos e pedestres.
Comprimento da ponte ou vão total	Distância medida horizontalmente segundo o eixo longitudinal, entre as seções extremas da ponte.
Vão, vão teórico ou tramo	Distância medida horizontalmente entre os eixos de dois suportes consecutivos.
Vão livre	Distância entre faces de dois suportes consecutivos.
Altura da construção	Distância entre o ponto mais baixo e o mais alto da superestrutura.
Altura livre	Distância entre o ponto mais baixo da superestrutura e o ponto mais alto do obstáculo. Pode variar conforme os dados hidrológicos no caso do obstáculo ser um rio ou canal conforme Gusmão Filho (2003).

FONTE: Adaptado de Debs e Takeya (2003).

3.1 Classificação das pontes

A classificação das pontes pode seguir vários critérios conforme apontado por diversos autores como Leonhardt (1979), Debs e Takeya (2003) e Salles *et al* (2005). Segundo Vasconcelos (1993), “ao engenheiro interessa a classificação pelo tipo estrutural, pelo modo de funcionamento da estrutura, pela maneira como os carregamentos são transferidos para os pilares e deles para a fundação”. Já para um tecnologista, importa saber a classificação pelos materiais utilizados.

Desta forma, dentre os vários critérios encontrados na literatura técnica, no presente estudo serão comentados apenas alguns, dando-se ênfase nos aspectos encontrados nas pontes analisadas no capítulo 6.

3.1.1 Natureza do tráfego

A classificação quanto a natureza do tráfego das pontes, abrange as pontes rodoviárias, ferroviárias, passarelas, aeroviárias, canais e mistas. Estas últimas são ditas mistas quando comportam dois tipos de tráfego, como exemplo uma ponte rodoferroviária. Nos casos analisados pela pesquisa, destacam-se as pontes rodoviárias e para pedestres (passarelas).

3.1.2 Material da superestrutura

Ao serem classificadas as pontes através do material da superestrutura, deve-se considerar que cada tipo de material apresentará concepções estruturais particulares. Dentre os mais utilizados, conforme Pfeil (1985), Vasconcelos (1993) e Debs e Takeya (2003) estão:

- ✓ Alvenaria de tijolos;
- ✓ Alvenaria de pedra;
- ✓ Madeira em estado bruto (roliça);
- ✓ Madeira em peças desdobradas ou laminado colado;
- ✓ Aço;
- ✓ Concreto simples;
- ✓ Concreto armado;
- ✓ Concreto protendido;
- ✓ Mistas (aço/concreto e madeira/concreto).

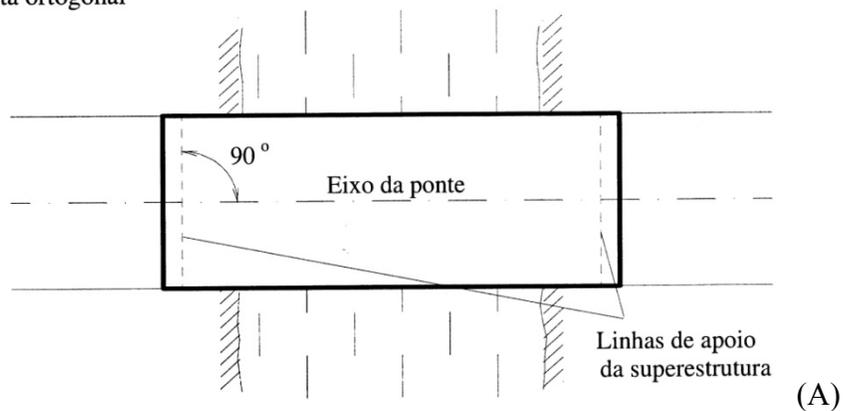
Nas pontes estudadas, destacam-se a utilização do concreto armado, madeira bruta e aço.

3.1.3 Planimetria

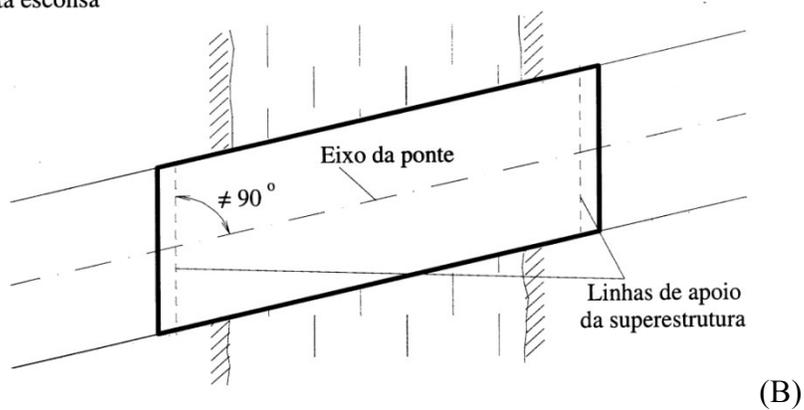
Conforme Agostini, o desenvolvimento em planta do traçado das pontes é função do traçado da via e das condições de interferência no local da obra. As pontes podem ser classificadas em:

- ✓ Retas: possuem eixo reto e subdividem-se em ortogonais e esconsas (Fig. 3.6);
- ✓ Curvas: possuem eixo curvo.

Ponte reta ortogonal



Ponte reta esconsa



Ponte curva

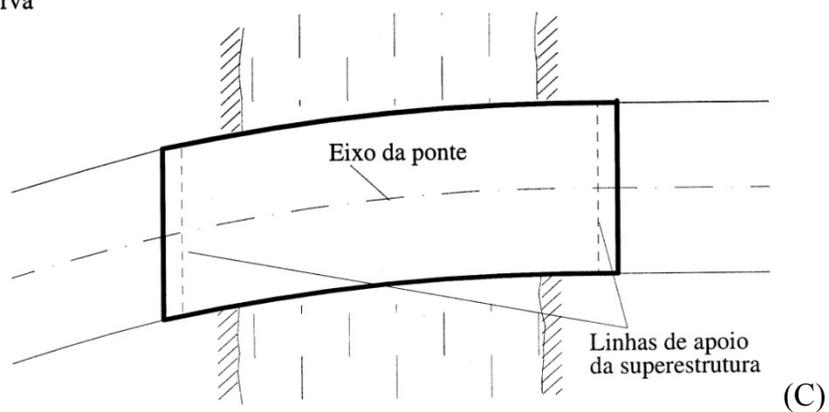


Figura 3.6 – Classificação das pontes segundo o desenvolvimento planimétrico. (A) Ponte reta ortogonal; (B) Ponte reta esconsa; (C) Ponte curva

FONTE: Debs e Takeya (2003, p. 10)

3.1.4 Altimetria

Pelo critério da altimetria, as pontes podem ser retas (horizontais ou em rampa) e curvas (tabuleiro convexo ou côncavo) conforme Fig. 3.7.

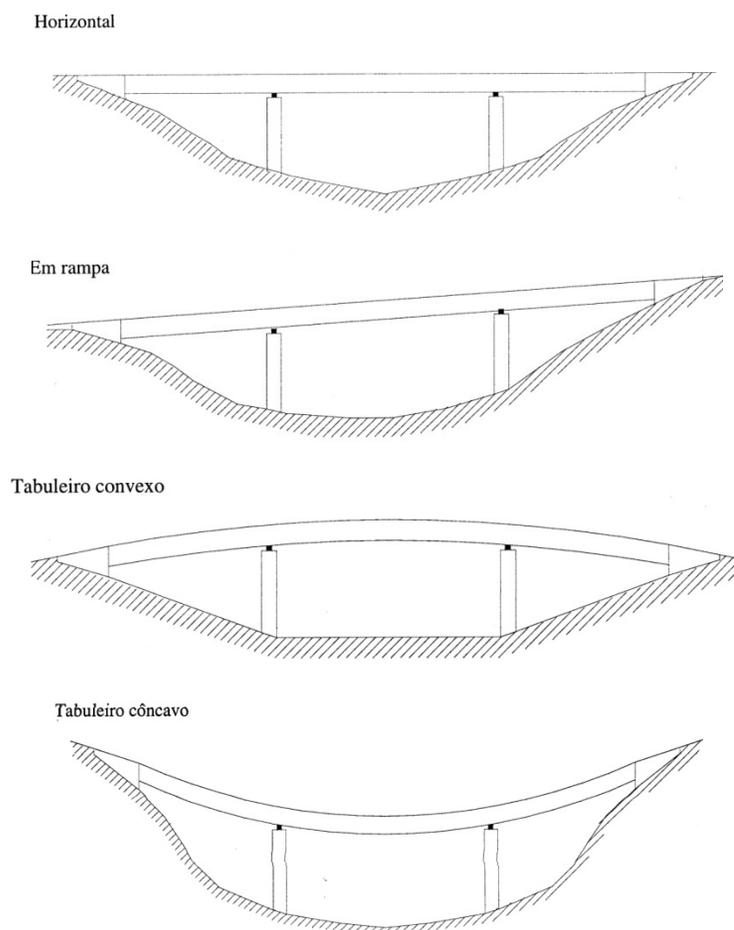


Figura 3.7 – Classificação das pontes segundo a altimetria

FONTE: Debs e Takeya (2003, p. 11)

3.1.5 Comprimento

Esta classificação tem importância apenas para apresentar as denominações que as pontes recebem em função de seu porte, embora não exista consenso entre os diversos autores como comentado anteriormente. Podem ser classificadas como:

- ✓ Galerias (bueiros) – 2 a 3m;
- ✓ Pontilhões – de 3 a 10m;
- ✓ Pontes e Viadutos – acima de 10m de vão.

Segundo esta classificação, as estruturas apresentadas o capítulo 6 estariam classificadas como pontes.

3.1.6 Esquema estrutural da superestrutura

Pinho e Bellei (2007), indicam os seguintes sistemas estruturais da superestrutura:

a) Ponte em viga (Fig 3.8): pode ser em vigas isostáticas ou hiperestáticas de seção constante ou variável. As vigas podem ainda ter seção em forma retangular, T, L invertido ou caixão, sendo que pontes metálicas possuem comumente vigas em forma de I e pontes de madeira em formato circular (madeira roliça).



Figura 3.8 – Ponte em viga

FONTE: Debs e Takeya (2003, p. 12)

- b) Ponte em treliça (Fig. 3.9): comumente empregada em aço e madeira.

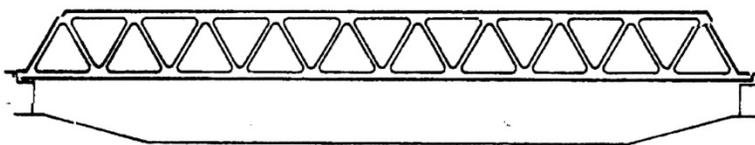


Figura 3.9 – Ponte em treliça

FONTE: Debs e Takeya (2003, p. 13)

- c) Ponte em pórtico (Fig. 3.10): este sistema é aquele em que as vigas do tabuleiro são contínuas com os pilares. Esta solução é utilizada para diminuir os vãos da viga reta.

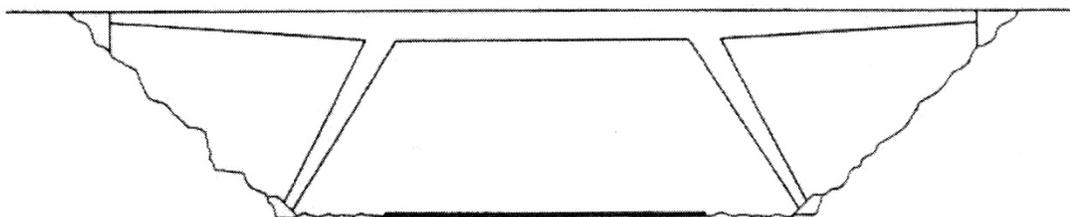


Figura 3.10 – Ponte em pórtico

FONTE: Debs e Takeya (2003, p. 12)

- d) Ponte em arco (Fig. 3.11): nestas estruturas os esforços predominantes são normais de compressão, agindo simultaneamente ou não, com momentos fletores.

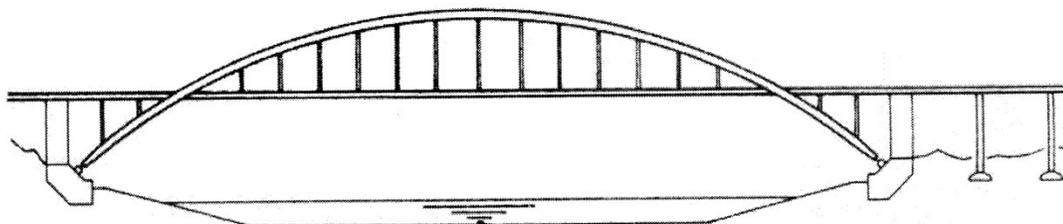


Figura 3.11 – Ponte em arco

FONTE: Debs e Takeya (2003, p. 12)

e) Ponte suspensas por cabos (estaiadas e penseis, Fig. 3.12): ideais para médios e grandes vãos, estas pontes tiveram seu início com travessias de cipó e cordas usadas por Astecas e Incas na América do Sul bem como pelos povos do Japão, China, Índia e Tibet, conforme Wittfont (1984). Solicitados predominantemente por normal de tração, estas estruturas superam facilmente vãos maiores que 1000m conforme apresentado em exemplos de Pfeil (1983) e Podolny e Scalzi (1986). Um exemplo desta classificação é a ponte Otavio Frias de Oliveira na cidade de São Paulo inaugurada em 2008.

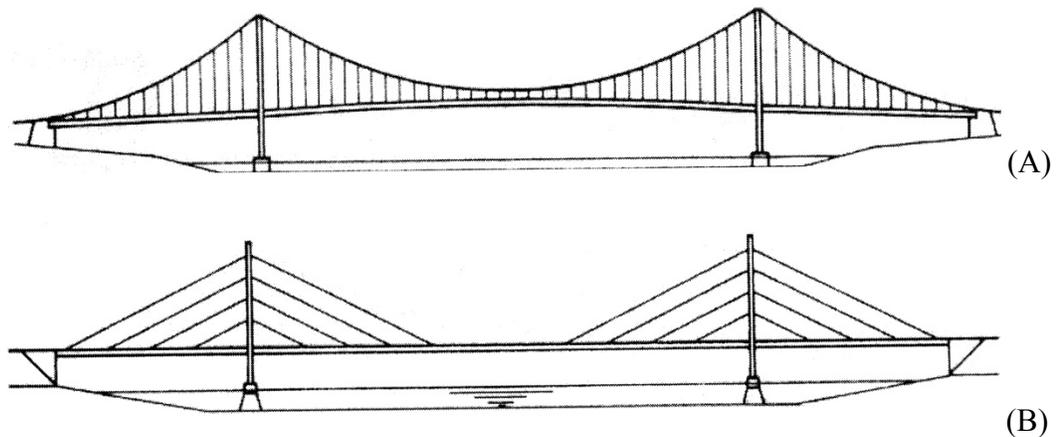
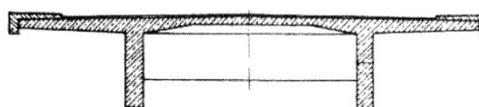


Figura 3.12 – Pontes suspensas. (A) Ponte pênsil; (B) Ponte estaiada

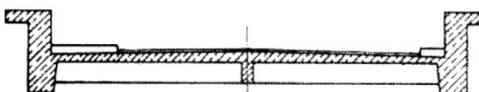
FONTE: Debs e Takeya (2003, p. 12)

3.1.7 Posição do tabuleiro

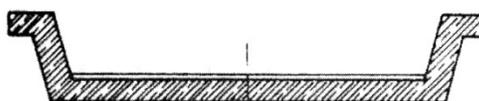
Quanto à posição do tabuleiro, tem-se (Fig 3.13): ponte com tabuleiro superior; ponte com tabuleiro intermediário; ponte com tabuleiro inferior.



Tabuleiro superior (Normal)



Tabuleiro intermediário (Rebaixado)



Tabuleiro inferior (Rebaixado)

Figura 3.13 – Classificação das pontes em função da posição do tabuleiro

FONTE: Debs e Takeya (2003, p. 14)

3.1.8 Seção transversal

As mais comuns são as pontes com seção transversal de laje (maciça ou vazada) e de viga (seção T ou I; seção celular; treliçada) (Fig. 3.14).

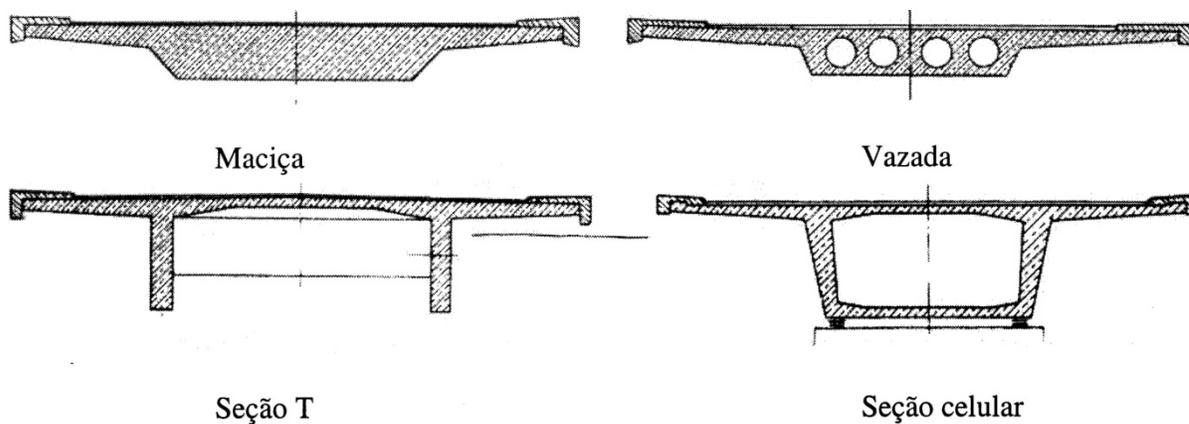


Figura 3.14 – Classificação das pontes em função da seção transversal

FONTE: Leonhardt (1979, p. 51, 58 e 65)

3.1.9 Processo construtivo

Dentre os vários processos destacam-se: construção com concreto moldado “*in loco*”; construção com concreto pré-moldado; construção com balanços sucessivos; construção com deslocamentos sucessivos conforme comentado no item 4.4.

3.1.10 Outras classificações

Podem ser encontradas outras classificações como pontes provisórias, pontes flutuantes, com estrado móvel, entre outras.

4 ELABORAÇÃO DO PROJETO DE PONTES

Os projetos de pontes são caracterizados pela complexidade e volume de informações que devem ser sintetizadas pelo projetista. Desta forma, em grandes obras-de-arte especiais, recorre-se a uma equipe multidisciplinar. O'Connor (1975) destaca que a qualidade de uma ponte pode ser medida com relação ao êxito funcional, estrutural, econômico e estético. Observa-se então a necessidade de profissionais de transporte, arquitetura, estrutura, geotecnia, topografia, hidráulica e outros que se façam necessários em cada situação.

O processo de criação no projeto de grandes pontes tem um papel importante, proporcionando ao engenheiro e projetista autonomia para criação de soluções adequadas e inovadoras, segundo Leonhardt (1979). Mas a concepção adequada somente ocorrerá se todos os aspectos forem analisados de maneira específica.

Ao ser observado o aspecto estrutural, nota-se que o projeto estrutural adequado de uma ponte é de maior importância, pois terá interferência na exequibilidade, custo, funcionalidade e estética da ponte. Entretanto, a eficiência estrutural nem sempre é considerada como uma qualidade mas como um pré-requisito de um bom projeto, comparada com outras características como a funcionalidade, hidráulica, geotecnia e estética.

Tendo-se esta visão, traçam-se alguns comentários sobre os elementos constituintes para a elaboração de projetos de pontes, bem como comentários sobre ações e a análise estrutural.

4.1 Elementos constituintes para a elaboração do projeto de pontes

4.1.1 Elementos geométricos

A determinação dos elementos geométricos é função das características da via e do próprio traçado da ponte. Os elementos geométricos devidos à via são regulamentados pelo Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes (DNIT), pelos Departamentos Estaduais, Prefeituras municipais e Rede Ferroviária. Por outro lado, os elementos geométricos referentes ao traçado da ponte dependem das características funcionais da ponte conforme Pfeil (1985).

Dentre os elementos geométricos das rodovias podem ser destacados os raios mínimos de curvatura horizontal, rampas, curvas de concordância vertical, largura das pistas de rolamento, superlargura e inclinação transversal. Estes elementos têm função direta na classe da rodovia como apresentado na Tab. 4.1, extraída de Pimenta e Oliveira (2004).

Tabela 4.1 – Valores da velocidade de projeto recomendados pelo DER-SP

Classe da rodovia	Volume diário médio de tráfego esperado	Tipo de terreno	Velocidade de projeto (km/h)	
			Desejável	Mínima
E	4401 a 50000	Plano	120	100
		Ondulado	100	80
		Montanhoso	80	60
I	1501 a 4400	Plano	100	100
		Ondulado	80	80
		Montanhoso	60	60
II	501 a 1500	Plano	80	80
		Ondulado	60	60
		Montanhoso	40	40
III	Até 500	Plano	60	60
		Ondulado	40	40
		Montanhoso	30	30

FONTE: Pimenta e Oliveira (2004, p. 18).

Fazem parte dos elementos geométricos das pontes os elementos apresentados no Tab. 3.1 bem como as larguras mínimas e gabaritos horizontais e verticais. A largura mínima para pontes rodoviárias conforme o Manual do DNIT (2004) é de 12,80m.

4.1.2 Elementos topográficos

Conforme Pfeil (1983), os elementos topográficos são os desenhos de perfil e de planta constando de:

- ✓ Planta: em escala de 1:1000 ou 1:2000; perfil em escala horizontal de 1:1000 ou 1:2000, e vertical de 1:100 ou 1:200, respectivamente, do trecho da rodovia em que ocorra a obra-de-arte, em uma extensão tal que ultrapasse seus extremos prováveis de pelo menos 1000m para cada lado.

- ✓ Planta do terreno no qual se deve implantar a ponte: em uma extensão tal que exceda de 50m, em cada extremidade, seu comprimento provável, e largura mínima de 30m, desenhada na escala de 1:100 ou 1:200, com curvas de nível de metro em metro, contendo a posição do eixo locado e a indicação de sua esconsidade.

- ✓ Perfil ao longo do eixo locado: na escala de 1:100 ou 1:200 e numa extensão tal que exceda de 50m, em cada extremidade, o comprimento provável da obra.

- ✓ Seção do curso d'água: segundo o eixo locado, na escala de 1:100 ou 1:200, com as cotas do fundo do rio em pontos distantes cerca de 5m.

4.1.3 Elementos hidrológicos

Os cursos d'água são obstáculos da natureza, dinâmicos e ativos que, alterando seus níveis, volumes e leitos, podem causar inundações e mudanças significativas na topografia local. Para a conveniente elaboração do projeto de uma ponte, a hidrologia deve ter participação ativa informando os seguintes dados:

- ✓ Cotas de máxima enchente e estiagem observadas, com indicação das épocas,

freqüência e período dessas ocorrências;

✓ Dimensões e medidas físicas suficientes para a solução dos problemas de vazão do curso d'água sob a ponte, e erosão do leito, como sejam:

- i. Área em km² da bacia hidrográfica a montante da seção em estudo;
- ii. Extensão do talvegue em km, desde o eixo da obra até a cabeceira;
- iii. Altura média anual das chuvas, em mm;
- iv. Declividade média do espelho d'água em um trecho próximo da obra, de extensão suficiente para caracterizá-la, bem como indicações concernentes à orografia, permeabilidade do solo, existência na bacia hidrográfica de vegetações e retenções evaporativas, aspecto das margens, rugosidade e depressões do leito no local da obra;

✓ Notícias acerca da mobilidade do leito do curso d'água, acaso existente, com indicação da tendência ou do ciclo e amplitude da divagação; alvéos secundários, periódicos ou abandonados, zonas de aluviões, bem como de avulsões e erosões, ciclos ou constante; notícias, também sobre a descarga sólida do curso d'água e sua natureza, no local da obra, e sobre material flutuante eventualmente transportado;

✓ Se a região for de baixada ou influenciada por maré, a indicação dos níveis máximo e mínimo das águas, velocidades máximas de fluxo e de refluxo, na superfície, na seção em estudo;

✓ Informações sobre obras-de-arte existentes na bacia, com indicações de comprimento, vazão, tipo de fundação, etc.;

✓ Notícia sobre serviços de regularização, dragagem, retificações ou proteção das margens.

Os cursos d'água podem ser classificados em quatro categorias segundo Manual do DNIT (2004): Rios de Meandros; Rios de Múltiplos Canais, Trançados; Rios Retilíneos; Rios de Regiões Montanhosas.

Os rios de meandros são classificados como rios de planície com curso tortuoso. São intercalados por trechos de grande curvatura, meandros e trechos retos. São rios de velocidade baixa e de comportamento previsível mudando lentamente de forma exceto em grandes cheias. Na Fig. 4.1 ilustra-se um rio desta natureza.

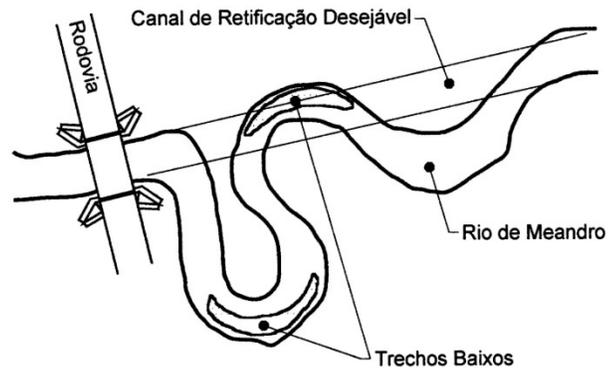


Figura 4.1 – Rios de meandros

FONTE: Manual do DNIT (2004, p. 192)

Rios de múltiplos canais, trançados (Fig. 4.2) possuem as seguintes diferenças quando comparados com outros rios:

- ✓ Têm maior declividade e portanto maior velocidade;
- ✓ Transportam maiores quantidades de sedimentos;
- ✓ Provocam maiores erosões e solapamentos;
- ✓ Em muitos casos necessitam de obras de engenharia para melhor definição;
- ✓ Exigem que as pontes que os atravessam sejam obras de contínua manutenção;
- ✓ São difíceis de serem controlados.

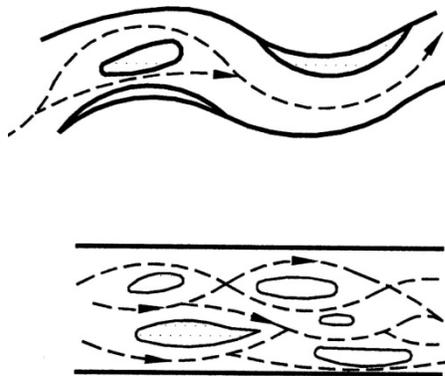


Figura 4.2 – Rios de múltiplos canais

FONTE: Manual do DNIT (2004, p. 192)

O terceiro grupo, rios retilíneos, são uma exceção resumindo-se a pequenos trechos e a uma transição entre rios de meandros e rios trançados, sendo que esta transição depende da velocidade da correnteza.

Os rios montanhosos são geralmente confinados a formações geológicas estáveis podendo ter modificações ocasionais em grandes enchentes.

4.1.4 Elementos geotécnicos

A concepção de pontes tem inerente ligação com a escolha do sistema de fundação. Conforme Velloso e Lopes (1998), é nesta ocasião em que o engenheiro deve procurar o auxílio do geólogo para a análise dos resultados de sondagens e escolha do tipo de fundação. Entre os elementos que são necessários para esta escolha e correta análise estão os seguintes:

- ✓ Relatório de prospecção da geologia aplicada no local de provável implantação da obra, considerando-se esboço estrutural, e realçando peculiaridades geológicas porventura existentes;

- ✓ Relatório de sondagem de reconhecimento do subsolo e compreendendo os seguintes elementos:

- i. Planta de locação das sondagens, referida ao eixo locado da via;
- ii. Descrição dos equipamentos empregados;
- iii. Sondagens de reconhecimento do subsolo, em toda a extensão provável da obra, ao longo de duas linhas paralelas ao eixo locado da via, uma de cada lado, distantes deste de aproximadamente 3m;
- iv. As sondagens devem ser em número suficiente para permitir uma definição precisa quanto a natureza e distribuição das camadas constituintes do subsolo. Devem, ainda, atingir uma profundidade que permita a garantia de não haver, abaixo dela, camadas de menor resistência. Conforme a importância da obra, um certo número de sondagens, ou mesmo sua totalidade, deverá atingir a rocha, que deverá ser investigada por meio de sondagens rotativas em uma espessura de, pelo menos, 3m. Quando já existe

o anteprojeto da obra, poderão ser realizadas duas sondagens em cada linha transversal de apoio. Serão realizadas sondagens rotativas ou mistas, no caso de fundações em rocha ou em térreo que apresente matacões;

- v. Perfis em separado de todas as sondagens, nos quais se indiquem a natureza e a espessura das diversas camadas atravessadas, suas profundidades em relação a uma referência de nível, índices de resistência à penetração e nível d'água, inicial e vinte e quatro horas após a conclusão da sondagem. A referência de nível da sondagem deve relacionar a cota da boca do furo à referência de nível da obra;
- vi. A fixação da profundidade das sondagens deverá ser feita conforme apresentado nas normas referentes;

✓ Estudos geotécnicos especiais que permitam a elaboração de projeto do conjunto terreno/aterro/obra de arte, sempre que a estabilidade dos terrenos contíguos à obra pode ser ameaçada pelas solicitações dos aterros de acesso.

4.1.5 Elementos complementares

Além dos elementos abordados, outros podem ainda ser listados, tais como:

- ✓ Informações de interesse construtivo ou econômico:
 - i. Condições de acesso ao local da obra;
 - ii. Procedência dos materiais de construção, custo e confiabilidade do transporte;
 - iii. Épocas favoráveis para execução dos serviços, considerando os períodos chuvosos e o regime do rio;
 - iv. Possível interferência de serviços de terraplenagem ou desmonte de rocha nas proximidades da obra;
 - v. Condições de obtenção de água potável;
- ✓ Existência de elementos agressivos:
 - vi. Agressividade da água, referida ao pH ou ao teor de substâncias agressivas

- aos materiais de construção;
- vii. Materiais de ação destrutiva para os materiais de construção;
- viii. Gases tóxicos de terrenos pantanosos, possíveis em cavas de fundação;
- ix. Existência de moluscos capazes de perfurar a madeira de cimbramento ou da própria estrutura da ponte;
- x. Dar atenção a biologia das águas, principalmente marinhas, pela presença de crustáceos que poderão fixar-se a estrutura e causar efeitos deletérios.

4.2 Ações atuantes nas pontes rodoviárias

No projeto de pontes rodoviárias, a consideração das ações e segurança devem seguir as disposições da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (NBR 8681:2003 - Ação e segurança nas estruturas), onde a classificação é feita em ações permanentes, variáveis e excepcionais. Conforme a ABNT (NBR 7187:2003 - Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido) as ações atuantes nas pontes são apresentadas como descrito a seguir.

4.2.1 Ações permanentes

Ações cujas intensidades podem ser consideradas como constantes ao longo da vida útil da construção. Também são consideradas permanentes as que crescem no tempo, tendendo a um valor limite constante. As ações permanentes em pontes rodoviárias compreendem, entre outras:

- a) as cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais;
- b) as cargas provenientes do peso da pavimentação, dos revestimentos, das barreiras, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos e de dispositivos de sinalização;
- c) os empuxos de terra e de líquidos;
- d) as forças de protensão;
- e) as deformações impostas, isto é, provocadas por fluência e retração do concreto, por variações de temperatura e por deslocamentos de apoios.

4.2.1.1 Cargas devidas ao peso próprio, pavimentação, revestimentos e demais elementos

Segundo Marchetti (2008), as ações permanentes podem ser distribuídas ou concentradas. Já Debs e Takeya (2003), apresentam as ações permanentes em diretas e indiretas, sendo que no último grupo estão ações como fluência e recalques de apoio.

Para o cálculo do peso próprio dos elementos estruturais podem ser utilizadas as equações 4.1 e 4.2:

$$\text{Cargas permanentes distribuídas: } q = \gamma.A \text{ (kN/m)} \quad (4.1)$$

$$\text{Cargas permanentes concentradas: } Q = \gamma.V \text{ (kN)} \quad (4.2)$$

onde: γ é o peso específico dos materiais;

A é a área da seção transversal;

V é o volume da peça.

Os pesos específicos (γ) dos materiais mais empregados pode ser obtido da Tab 4.2.

Tabela 4.2 - Pesos específicos dos materiais estruturais de pontes

Material	γ (tf/m ³)	γ (kN/m ³)
Concreto armado	2,5	25
Concreto protendido	2,5	25
Concreto Simples	2,4	24
Aço	7,85	78,5
Madeira	Variável de acordo com a classe da madeira e sua umidade, segundo a NBR 7190:1997 “Projeto de estruturas de madeira” e Calil <i>et al</i> (2003).	

Fonte: Adaptado de Marchetti (2008), pág. 21.

No caso das pontes rodoviárias deve-se prever uma carga para o capeamento, com peso específico de 24 kN/m^3 , e uma carga de acréscimo para eventuais recapeamentos de 2 kN/m^2 no mínimo.

4.2.1.2 Empuxo de terra

Os maciços de terra, apoiados em muros ou pilares de pontes, conforme Pfeil (1983), exercem pressões transversais denominadas empuxos de terra. Os valores dos empuxos são considerados proporcionais às profundidades, tendo-se um diagrama retangular para os carregamentos. A ABNT (NBR 7187:2003), estabelece alguns critérios para a determinação dos empuxos de terra ressaltando que deve-se recorrer aos princípios da mecânica dos solos para avaliação correta do empuxo sendo ele ativo, passivo ou de repouso. As características do terreno, assim como das inclinações dos taludes e dos paramentos implicam na magnitude dos valores encontrados.

Como simplificação, pode ser suposto que o solo não tenha coesão e que não haja atrito entre o terreno e a estrutura, desde que as solicitações assim determinadas estejam a favor da segurança. O peso específico do solo úmido deve ser considerado no mínimo igual a 18 kN/m^3 e o ângulo de atrito interno no máximo igual a 30° .

Os empuxos ativo e de repouso devem ser considerados nas situações mais desfavoráveis. A atuação do empuxo passivo só pode ser levada em conta quando sua ocorrência puder ser garantida ao longo de toda a vida útil da obra.

Quando a superestrutura funciona como arrimo dos aterros de acesso, a ação do empuxo de terra proveniente desses aterros pode ser considerada simultaneamente em ambas as extremidades somente no caso em que não haja juntas intermediárias no tabuleiro e desde que seja feita a verificação também para a hipótese de existir a ação em apenas uma das extremidades, agindo isoladamente (sem outras forças horizontais) e para o caso de estrutura em construção. Nos casos de tabuleiro em curva ou esconso, deve ser considerada a atuação simultânea dos empuxos em ambas as extremidades, quando for mais desfavorável.

No caso de pilares implantados em taludes de aterro, deve ser adotada, para o cálculo do empuxo de terra, uma largura fictícia igual a três vezes a largura do pilar, devendo este valor ficar limitado à largura da plataforma do aterro.

Pode ser prescindida a consideração da ação do empuxo de terra sobre os elementos estruturais implantados em terraplenos horizontais de aterros previamente executados, desde que sejam adotadas precauções especiais no projeto e na execução tais como: compactação adequada, inclinações convenientes dos taludes, distâncias mínimas dos elementos às bordas do aterro e terreno de fundação com suficiente capacidade de suporte, entre outras.

4.2.1.3 Empuxo d'água

Os elementos estruturais submersos estão sujeitos ao empuxo hidrostático, que produz um esforço vertical, de baixo para cima, igual ao volume de água deslocado, devendo ser determinado pelos princípios da mecânica dos fluídos e da hidráulica. Pfeil (1983), apresenta o conceito de subpressão como sendo pressões verticais dirigidas para cima em passagens inferiores em forma de quadros abertos ou fechados.

A forma e a posição dos pilares, encontros e acessos devem dar atenção especial para minimizar a erosão local e facilitar a desobstrução do leito do curso d'água, sendo solicitados pelos menores empuxos d'água possíveis para cada situação, segundo comentários de Gusmão (2003).

O empuxo d'água e a subpressão devem ser considerados nas situações mais desfavoráveis para a verificação dos estados limites, sendo focado o estudo dos níveis máximo e mínimo dos cursos d'água e do lençol freático, segundo a ABNT (NBR 7187:2003).

No caso de utilização de contrapeso enterrado é obrigatória, na avaliação de seu peso, a consideração da hipótese de submersão total do mesmo, salvo se comprovada a impossibilidade de ocorrência dessa situação. Esta comprovação vem através dos registros hidrológicos do curso d'água, de acordo com Gusmão (2003).

Nos muros de arrimo deve ser prevista, em toda a altura da estrutura, uma camada filtrante contínua, na face em contato com o solo contido, associada a um sistema de drenos, de modo a evitar a situação de pressões hidrostáticas. Caso contrário, deve ser considerado nos cálculos o empuxo d'água resultante.

Toda estrutura celular deve ser projetada, quando for o caso, para resistir ao empuxo d'água proveniente do lençol freático, da água livre ou da água acumulada de chuva. Caso a estrutura seja provida de aberturas com dimensões adequadas, esta ação não precisa ser levada em consideração.

4.2.1.4 Forças de protensão, fluência e retração

As considerações para as forças de protensão do concreto devem seguir os parâmetros da seção 11 da ABNT (NBR 6118:2003). Estudos sobre a protensão da madeira já foram desenvolvidos com sucesso e estabelecem critérios para o dimensionamento.

Os fenômenos da fluência e retração do concreto são discutidos na ABNT (NBR 6118:2003) e da madeira na ABNT (NBR 7190:1997).

4.2.1.5 Deslocamento de fundações

A ABNT (NBR 7187:2003) afirma que se a natureza do terreno e o tipo de fundações permitirem a ocorrência de recalques de apoio que induzam efeitos apreciáveis na estrutura, as deformações impostas decorrentes devem ser levadas em consideração no projeto

Gusmão (2003) descreve que a superestrutura pode ser rígida ou flexível, podendo ser solta ou ancorada com os pilares. Em função destas características, a estrutura apresentará diferente sensibilidade aos recalques de apoio. A Fig. 4.3 apresenta o efeito de recalque em uma superestrutura de vigas isostáticas e de viga hiperestática.

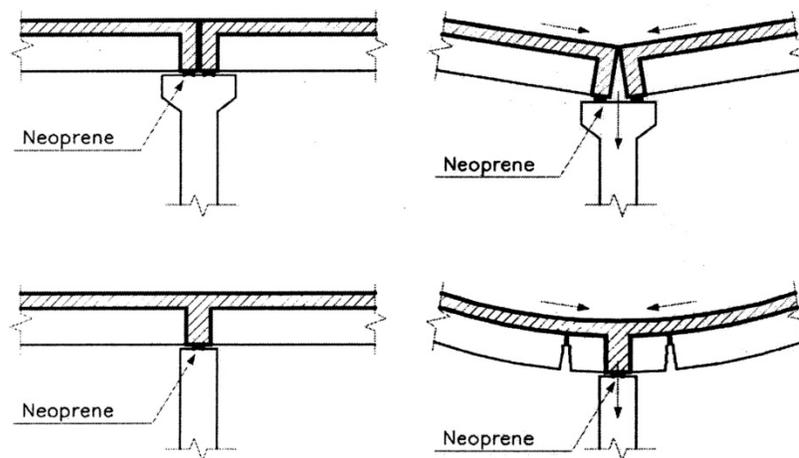


Figura 4.3 – Efeito do recalque em estruturas isostáticas e hiperestáticas

FONTE: Gusmão (2003, p. 145)

Os valores dos recalques angulares devem ser limitados para não causar desconforto ou prejuízo aos usuários pela seguinte equação:

$$\beta = \frac{\Delta R}{L} \quad (4.3)$$

onde: ΔR é o recalque diferencial máximo do pilar considerado;

L é o vão livre entre dois pilares, ou comprimento das vigas isostáticas.

Ainda conforme Gusmão (2003), pode-se adotar uma distorção angular igual a 1/500 rad como limite. Já o recalque diferencial limite pode ser calculado para a estrutura de concreto pode ser obtido como:

$$\frac{\Delta R}{L} = \frac{1}{500} \therefore \Delta R_{\text{máximo}} = \frac{L}{500} \quad (4.4)$$

Para as estruturas de concreto deve-se seguir os limites de deformação estabelecidos na tabela 13.2 da ABNT (NBR 6118:2003).

4.2.2 Ações variáveis

4.2.2.1 Cargas móveis

Em pontes rodoviárias de pequeno porte, as ações variáveis principais geralmente são as cargas móveis definidas na ABNT (NBR 7188:1984 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres). O trem-tipo é composto de um veículo e de cargas uniformemente distribuídas conforme a Tab. 4.3. Os veículos são de três tipos, com as características demonstradas na Fig. 4.4 e Tab. 4.4.

Tabela 4.3 - Carregamento em função da classe da ponte

Cargas dos veículos								
Classe da ponte	Veículo			Cargas uniformemente distribuídas				Disposição da carga
	Tipo	Peso total		P		p'		
		kN	tf	kN/m ²	kgf/m ²	kN/m ²	kgf/m ²	
12	12	120	12	4	400	3	300	Carga p em toda a pista exceto na projeção do veículo. Carga p' nos passeios.
30	30	300	30	5	500	3	300	
45	45	450	45	5	500	3	300	

FONTE: Adaptado da ABNT (NBR 7188:1984, p. 2).

Tabela 4.4 - Características dos veículos tipo

Característica dos Veículos				
	Unidade	Tipo 45	Tipo 30	Tipo 12
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	2
Peso total do veículo	kN - tf	450 - 45	300 - 30	120 - 12
Peso de cada roda dianteira	kN - tf	75 - 7,5	50 - 5	20 - 2
Peso de cada roda traseira	kN - tf	75 - 7,5	50 - 5	40 - 4
Peso de cada roda intermediária	kN - tf	75 - 7,5	50 - 5	-
Largura de contato b, roda dianteira	m	0,50	0,40	0,20
Largura de contato b, roda traseira	m	0,50	0,40	0,30
Largura de contato b, roda intermediária	m	0,50	0,40	-
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20	0,20
Área de contato de cada roda	m ²	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b
Distância entre eixos	m	1,50	1,50	3,00
Distância entre eixos de roda/eixo	m	2,00	2,00	2,00

FONTE: Adaptado da ABNT (NBR 7188:1984, p. 3).

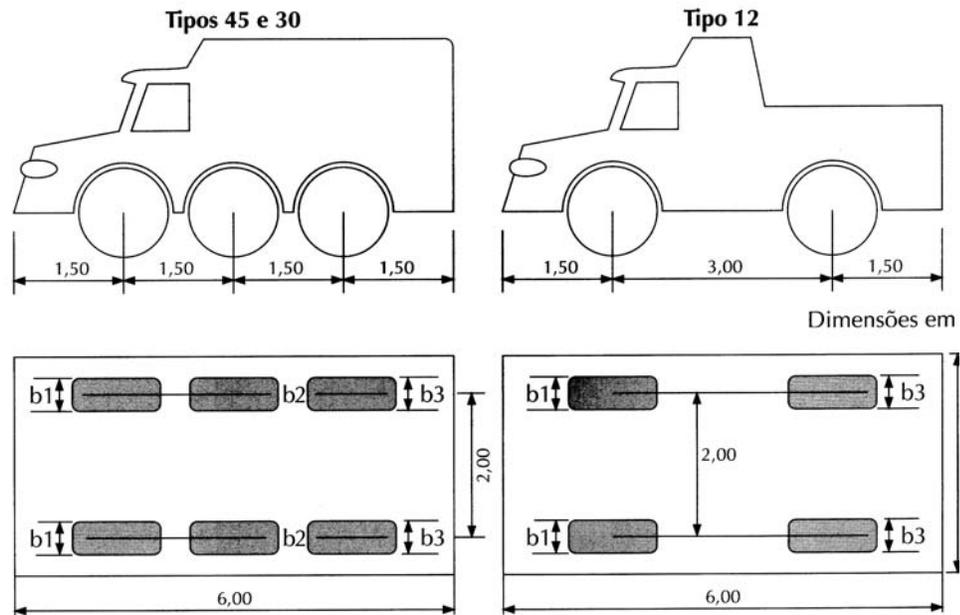


Figura 4.4 – Veículos tipos para o cálculo das ações móveis de pontes

FONTE: Marchetti (2008, p. 28)

Para que o cálculo dos elementos da ponte as cargas dos veículos e da multidão (p e p') são utilizadas em conjunto para formar o trem-tipo conforme Fig. 4.5.

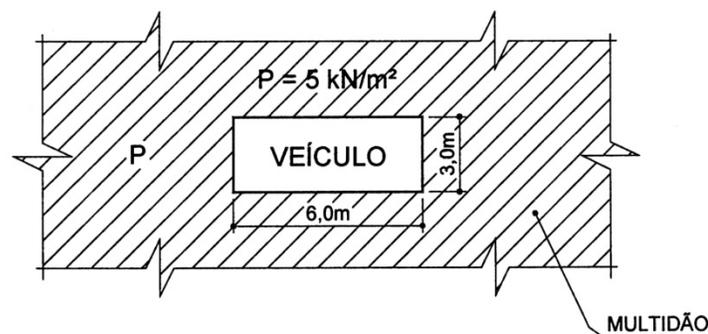


Figura 4.5 – Posicionamento das cargas para a determinação do trem-tipo

FONTE: Manual do DNIT (2004, p. 32)

O trem-tipo da ponte é colocado no sentido longitudinal e seus efeitos podem ser determinados por linhas de influência. Conforme a ABNT (NBR 7188:1984), não devem ser consideradas no carregamento as cargas dos eixos ou rodas que produzam a redução da

solicitação em estudo. O posicionamento do trem-tipo para o cálculo deve ser tal que possam ser encontrados os máximos e mínimos esforços para a seção do elemento que está sendo dimensionado.

O efeito dinâmico de impacto das cargas móveis deve ser analisado pela teoria da dinâmica das estruturas conforme a ABNT (NBR 7187:2003). A norma porém permite assimilar as cargas móveis a cargas estáticas, através de sua multiplicação pelo coeficiente de impacto definido a seguir para pontes rodoviárias:

$$\phi = 1,4 - 0,007\ell \geq 1,0 \quad (\ell \text{ em metros}) \quad (4.5)$$

O valor de ℓ deve ser obtido da seguinte maneira (Fig. 4.6):

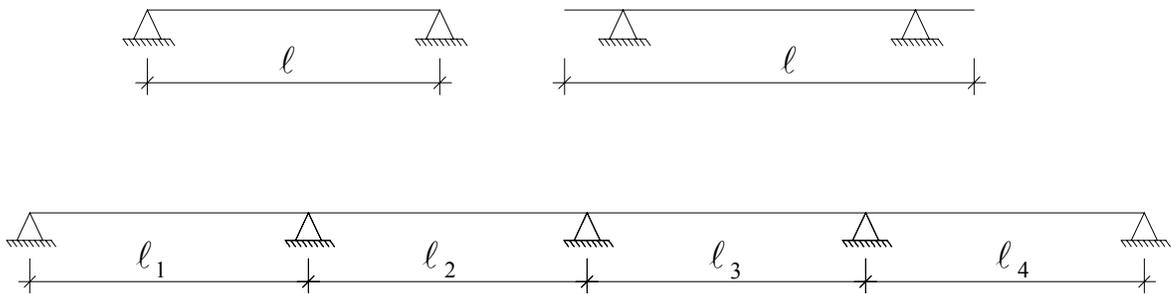


Figura 4.6 – Determinação do vão para o cálculo do coeficiente de impacto

FONTE: Adaptado de Marchetti (2008, p. 47)

Quando o menor tramo em vigas contínuas for no mínimo 0,7 do maior, calcula-se um único coeficiente de impacto para toda a viga, tomando-se para ℓ a média aritmética dos comprimentos dos tramos conforme a equação 4.6.

$$\ell = \frac{\sum_{i=1}^n \ell_i}{n} \quad (4.6)$$

Não deve ser considerado o impacto na determinação do empuxo de terra provocado pelas cargas móveis, no cálculo de fundações e nos passeios das pontes rodoviárias.

De acordo com Marchetti (2008), as demais ações variáveis não são consideradas necessariamente em qualquer tipo de ponte. Sendo assim, serão comentadas brevemente no presente texto.

4.2.2.2 Força centrífuga

Da Física Clássica sabe-se que um certo corpo (carga móvel) de massa m em movimento estará sujeito a uma força centrífuga quando percorrer uma trajetória curva de raio R em uma velocidade v conforme a equação 4.7:

$$F_c = \frac{m.v^2}{R} = \frac{P}{g} \cdot \frac{v^2}{R} \quad (4.7)$$

Nas pontes rodoviárias em curva, a força centrífuga normal ao seu eixo deve ser considerada atuando na superfície de rolamento, sendo seu valor característico determinado como uma fração C do peso do veículo tipo. Para pontes em curva com raio inferior a 300 m, $C = 0,25$ e para raios superiores a 300 m, $C = 75/R$, sendo R o raio da curva, em metros. Os fatores acima já incluem o efeito dinâmico das cargas móveis.

4.2.2.3 Efeitos da frenagem e da aceleração

As forças de frenagem e aceleração, segundo Marchetti (2008), devem ser tomadas no centro de cisalhamento da seção transversal para não haver torção nos pilares. A NBR 7187:2003 destaca ainda que estes valores devem ser considerados sem coeficientes de impacto, sendo sua magnitude frações das cargas móveis.

Nas pontes rodoviárias, a força longitudinal devida à frenagem ou à aceleração dos veículos deve ser considerada aplicada na superfície de rolamento e igual ao maior dos seguintes

valores: 5% do peso do carregamento do tabuleiro com as cargas móveis distribuídas, excluídos os passeios, ou 30% do peso do veículo tipo.

4.2.2.4 Cargas de construção

No projeto e cálculo estrutural devem ser consideradas as ações das cargas passíveis de ocorrer durante o período da construção, notadamente aquelas devidas ao peso de equipamentos e estruturas auxiliares de montagem e de lançamento de elementos estruturais e seus efeitos em cada etapa executiva da obra.

Marchetti (2008) comenta que algumas destas cargas são oriundas por erros de fabricação, montagem e transporte, principalmente em peças pré-moldadas. Nas etapas de transporte e armazenamento, Debs (2000), destaca a preocupação com possibilidades de deformações excessivas, estufamentos devido a variações de temperatura e às retrações diferenciais nas faces dos elementos.

4.2.2.5 Carga de vento

A ABNT (NBR 7187:2003) indica que a ação do vento deve ser calculada de acordo com a ABNT (NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações). Porém alguns autores, como Takeya e Debs (2003) e Marchetti (2008), ainda trazem os conceitos da antiga norma de pontes NB-2:1961. A indicação tem como princípio que o vento é considerado uma força horizontal agindo normalmente ao eixo da estrutura e uniformemente distribuído ao longo desse eixo.

São admitidos dois casos para a verificação. No primeiro a estrutura é descarregada (sem veículos) e aplica-se uma carga de $1,5\text{kN/m}^2$ na projeção lateral. No segundo caso a estrutura está carregada (com veículos) aplicando-se uma carga de 1kN/m^2 em uma altura

limitada a 2m da face superior do tabuleiro.

Takeya e Debs (2003) comentam ainda que o efeito do vento na estrutura carregada provoca um momento torçor na seção transversal da ponte, o que deve ser considerado a não ser que a ponte seja em laje ou em abóbadas com largura nas nascenças superior a $1/10$ do vão, ou de ponte com arcos paralelos e tabuleiro superior, desde que tenha contraventamento contínuo e que a distância entre eixos dos arcos externos seja superior a $1/9$ do vão.

4.2.2.6 Empuxo de terra provocado por cargas móveis

As pressões em encontros e cortinas devido a ação de cargas móveis devem ser somadas com os empuxos de terra permanentes. A Fig. 4.7 ilustra esta condição.

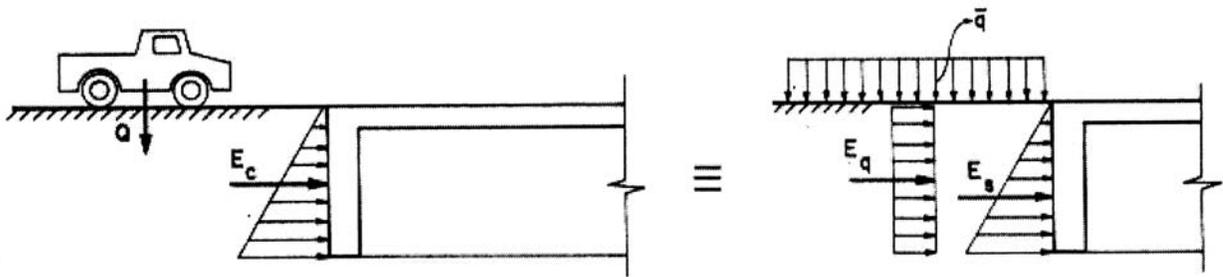


Figura 4.7 – Efeito do empuxo de terra adicional devido a carga móvel

FONTE: Debs e Takeya (2003, p. 26)

A indicação da ABNT (NBR 7187:2003), é que os critérios para empuxos permanentes devem ser utilizados nesta situação, transformando-se as cargas móveis no terrapleno em altura de terra equivalente. Quando a superestrutura funciona como arrimo dos aterros de acesso, a ação deve ser considerada em apenas uma das extremidades, a menos que seja mais desfavorável considerá-la simultaneamente nas duas, nos casos de tabuleiros em curva horizontal ou esconsos.

4.2.2.7 Pressão da água em movimento

A pressão da água em movimento sobre os pilares e elementos das fundações pode ser determinada, segundo a ABNT (NBR 7187:2003), através da equação 4.8:

$$p = k.V_a^2 \quad (4.8)$$

onde: p é a pressão estática equivalente, em quilonewtons por metro quadrado;

V_a é a velocidade da água, em metros por segundo;

k é um coeficiente dimensional, expresso na Fig. 4.8.

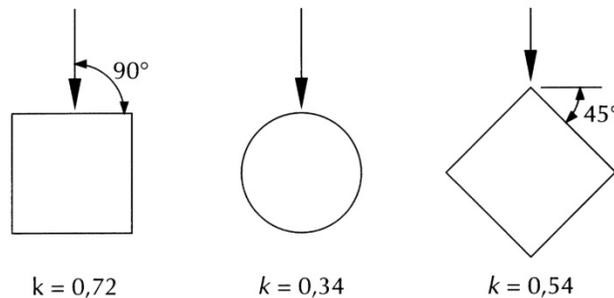


Figura 4.8 – Coeficiente dimensional para o cálculo d pressão da água em pilares

FONTE: Marchetti (2008, p. 77)

A determinação da velocidade da água, de acordo com Gusmão (2003) é influenciada pelas forças de atrito com o material do leito e com o ar. Desta forma a velocidade da água em cada ponto da seção transversal varia da superfície até o fundo. A velocidade máxima ocorrerá a maior distância das superfícies de atrito, um pouco abaixo da superfície da água e do meio do talvegue do canal. A maneira mais comum de ser determinada a velocidade de um rio é por meio de flutuadores. Outros efeitos dinâmicos devido aos movimentos das águas devem ser considerados por teorias da hidrodinâmica segundo a ABNT (NBR 7187:2003).

4.2.2.8 Variações de temperatura

As variações de temperatura devem ser consideradas como indicado na NBR 6118:2003 para o concreto, ABNT (NBR 7190:1997) para a madeira e ABNT (NBR 8800:1986) para o aço.

4.2.2.9 Atrito nos apoios

Marchetti (2008), apresenta a importância dos esforços devido ao atrito dos apoios quando do dimensionamento dos aparelhos de apoio, pilares e encontros. Este efeito ocorre basicamente na meso e infraestrutura da ponte e pode ser determinado pelas equações 4.9 a 4.11:

$$\text{Aparelhos de rolamento: } F_a = 3\%R_A \quad (4.9)$$

$$\text{Aparelhos de escorregamento } F_a = 20\%R_A \quad (4.10)$$

Aparelhos de neoprene onde se considera o coeficiente de atrito entre o neoprene e o concreto igual a 0,5: $F_a = 0,5R_A$ (4.11)

onde: R_A é a reação vertical no apoio;

F_a é a força de atrito resultante.

O valor R_A é a reação no apoio determinada de um modo simples pelas parcelas das cargas permanentes mais a parcela das cargas móveis multiplicadas pelo referido coeficiente de impacto.

4.2.3 Ações excepcionais

São aquelas cuja ocorrência se dá em circunstâncias anormais. Compreendem os choques de objetos móveis, as explosões, os fenômenos naturais pouco freqüentes, como ventos ou enchentes catastróficos e sismos, entre outros.

Os pilares passíveis de serem atingidos por veículos rodoviários ou embarcações em movimento devem ter sua segurança verificada quanto aos choques assim provocados. Dispensa-se essa verificação se no projeto forem incluídos dispositivos capazes de proteger a estrutura contra este tipo de acidente. Um destes dispositivos de proteção é apresentado por Marchetti (2008), como os “Duques de Alba” apresentado na Fig. 4.9.

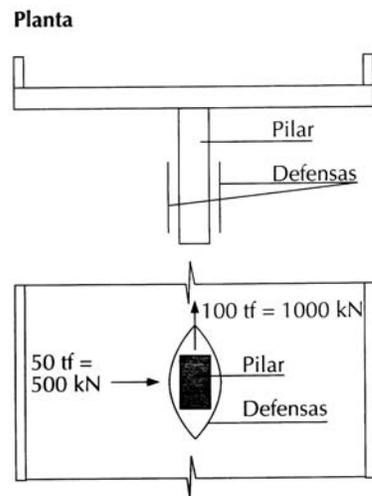


Figura 4.9 – Efeito do impacto de veículos em pontes

FONTE: Marchetti (2008, p. 78)

Os valores apresentados na Fig 4.9 são extraídos da norma alemã (D.I.N.), as quais devem ser aplicadas a 1m de altura. Outras ações, como as sísmicas, devem ser verificadas conforme solicitação do proprietário da obra. Cria-se neste ponto a necessidade de critérios normativos brasileiros referentes a sismos, sendo que para a elaboração de projetos na atualidade, a consideração de sismos deve levar em conta as prescrições de normas internacionais.

4.3 Determinação das solicitações atuantes na estrutura e métodos de análise estrutural

As primitivas estruturas construídas empiricamente foram sendo substituídas por estruturas analisadas por métodos e modelos estabelecidos por matemáticos e físicos entre o século XVII e XIX, conforme Liebenberg (1992).

A determinação dos esforços em estruturas de pontes não é tarefa fácil e exige experiência e destreza do engenheiro. Os conhecimentos de estática das estruturas conjugados com combinações das ações possibilitam ao projetista determinar a distribuição das solicitações.

Liebenberg (1992) afirma ainda que com os avanços da informática, processos iterativos de análise estrutural como o Método dos Elementos Finitos e o Método das Diferenças Finitas, tornaram o projeto de pontes mais realista e substituem numerosos e trabalhosos cálculos.

Os cálculos de dimensionamento, segundo Pfeil (1983) envolvem a verificação do equilíbrio do conjunto ou de parte dele, verificação da resistência de cada seção, verificações das condições de serviço e de efeitos de 2ª ordem.

Neste item são apresentados breves comentários sobre alguns dos métodos de análise estrutural apresentados no meio técnico-científico sendo objetivo apenas mencionar e indicar alguns destes métodos não esgotando o assunto e as informações com teorias e exemplos.

4.3.1 Cálculo das solicitações em vigas

Pfeil (1983) comenta que geralmente as solicitações são determinadas mediante um cálculo em regime elástico utilizando-se os processos clássicos da estática. Xanthakos (1994), apresenta e comenta vários destes métodos como o da equação dos três momentos, equação de declive-deflexão, métodos matriciais e linha de influencia. Em Agostini, é ainda apresentado o processo aproximado de Leonhardt que leva em conta o efeito de grelha no conjunto das vigas do tabuleiro.

O método mais difundido na literatura técnica é o das linhas de influência. Uma linha de influencia é definida em Souza e Antunes (2004), como sendo a linha de um determinado efeito em uma seção da estrutura para uma carga unitária percorrendo a estrutura. Para a determinação da solicitação através da linha de influencia é utilizado o carregamento denominado de trem-tipo.

4.3.2 Cálculo das solicitações em lajes do tabuleiro

Na grande maioria as lajes de pontes são de concreto armado ou protendido, que apesar de apresentarem armaduras diferentes nas direções ortogonais são consideradas isotrópicas. Entretanto nas pontes metálicas de grande vão, podem ser utilizadas lajes metálicas, segundo Pfeil (1983). Estas lajes são reforçadas em uma das direções com elementos de enrijecimento o que as configura em placas ortotrópicas.

As solicitações de lajes isotrópicas são obtidas com a teoria elástica das lajes. Manson (1977) comenta os métodos de determinação dos esforços das lajes tais como processo das superfícies de influencia e o método de Rüsck que apresenta tabelas práticas baseadas no método das superfícies de influência.

4.3.3 Cálculo das solicitações em pilares, encontros e fundações

Os esforços atuantes na meso e infraestrutura são obtidos pelas reações que a superestrutura oferece como: reações da carga permanente; reações da carga móvel; reações verticais nos pilares provocados pelo efeito de tombamento de vento; reações horizontais de temperatura, aceleração e frenagem entre outras dependendo da peculiaridade da obra, de acordo com Pfeil (1983).

Para o dimensionamento dos encontros, os esforços mais importantes são os empuxos de terra. Por outro lado, Moliterno (1994), destaca que para se equilibrar a resultante lateral das pressões que provocam o empuxo de terra, torna-se necessário fazer com que as cargas verticais sejam ao menos iguais ao dobro da grandeza do empuxo. Percebe-se então que as estruturas de encontros devem ser na maioria das vezes robustas, permitindo que esta configuração seja alcançada pelo peso próprio dos mesmos. Já o dimensionamento das fundações deve seguir os critérios estabelecidos na literatura técnica.

4.4 Métodos construtivos

A construção e montagem das pontes requer muito cuidado e estudo. Neste estudo deve-se constar passo a passo todas as ações a serem desenvolvidas para que seja garantida a segurança na obra, de acordo com Pinho e Bellei (2007). Outra preocupação, levantada por Podolny e Scalzi (1986), deve ter como foco o dispêndio de recursos devido ao método escolhido, sendo destacado ainda por Liebenberg (1992), que o método construtivo é um fator importante na escolha da solução estrutural da ponte.

Existem vários métodos construtivos para a superestrutura dos quais destacam-se a construção com concreto moldado no local, elementos pré-moldados e pré-fabricados e deslocamentos sucessivos.

4.4.1 Concreto moldado no local

Segundo Leonhardt (1979) existem processos diversos para a construção de pontes de concreto moldado no local. Entre eles destacam-se:

- ✓ Fôrmas sobre escoramentos fixos: este é o processo mais antigo utilizado para pontes de concreto, no qual o escoramento apóia-se sobre o terreno e sustenta as fôrmas que por sua vez darão o molde a peça. O descuido no dimensionamento de tais escoramentos gera acidentes catastróficos.

- ✓ Fôrmas sobre escoramentos deslizantes: neste processo as formas deslizam de um vão para o outro sendo prático para pontes onde o terreno é plano, solo resistente e mais de três vãos.

- ✓ Balanços sucessivos com concreto moldado *in situ*: neste processo, a partir de um conjunto de fôrmas executadas em balanço, concretiza-se a cada 3 dias aproximadamente um trecho de 3 a 5m de extensão. Antes do escoramento ser deslocado para frente os cabos de protensão superior são mobilizados para resistir as cargas. Vãos vizinhos são executados para que haja um contrabalanceamento, sendo que a estabilidade do processo é garantida mediante um engastamento perfeito. Este método pode utilizar também as chamadas treliças de lançamento.

4.4.2 Construção com elementos pré-moldados e pré-fabricados

Aplicáveis não somente ao concreto, estes métodos são também empregados na construção de pontes metálicas e de madeira. Entre eles destacam-se as treliças de lançamento e os segmentos pré-moldados içados e ancorados na estrutura já existente. Um exemplo do último método é a construção da ponte Rio-Niterói descrita em Pfeil (1975).

4.4.3 Construção com deslocamentos sucessivos

Muito comum em pequenas pontes de aço e de madeira, como as estudadas nesta pesquisa, o método de construção por deslocamentos sucessivos segue os seguintes passos apresentados por Pinho e Bellei (2007):

a) Pré-montagem das longarinas da ponte sobre o terreno em uma das cabeceiras da ponte montando toda a viga para facilitar o deslizamento sobre o rio.

b) Normalmente é necessário um bico de lançamento que é usado como prolongamento provisório em conjunto com um contrapeso para evitar o tombamento das vigas. Em geral o bico de lançamento tem um comprimento em torno de 60% do maior vão a ser vencido.

c) O deslizamento das vigas da ponte é geralmente executado sobre lagartas colocadas em pontos pré-fixados que permitem o deslizamento de maneira suave.

A montagem de um vão isolado às vezes não requer o bico de lançamento. Já a montagem de três ou mais tramos da ponte pode dispensar os contrapesos utilizados. Pontos como o abaixamento da estrutura e a acomodação do solo onde se trabalha devem ser estudados e pormenorizados antes da execução. A Fig.4.10 indica a seqüência de montagem em deslocamentos sucessivos.

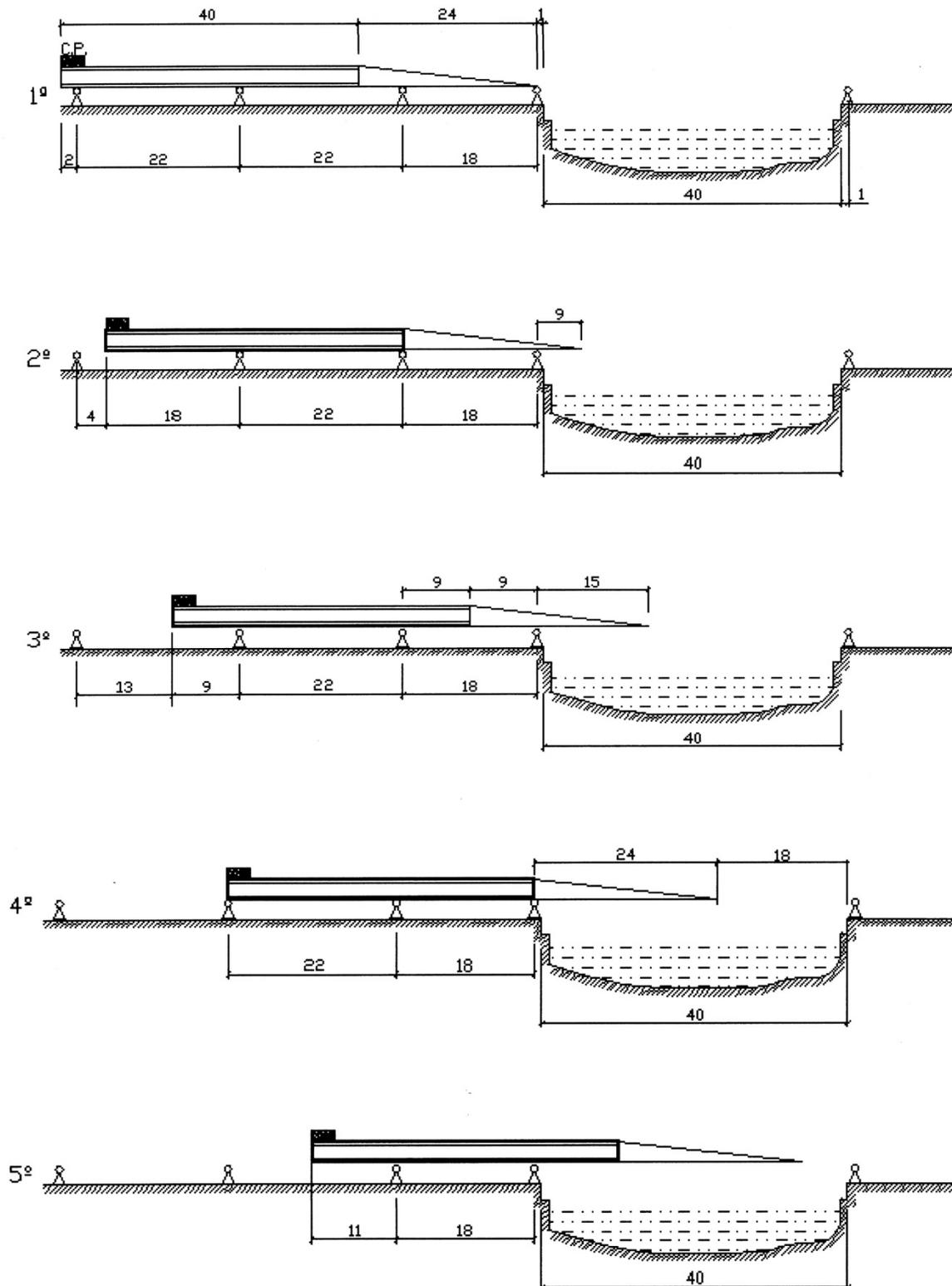


Figura 4.10 – Seqüência de montagem através de deslocamentos sucessivos

FONTE: Pinho e Bellei (2007, p. 77)

5 PATOLOGIAS ESTRUTURAIS

5.1 Uma visão geral sobre o estudo das patologias

Ao longo da história mundial, o estudo das estruturas tem apresentado um grande avanço para o setor da construção civil, decorrente da necessidade de instalações físicas, para atender o substancial crescimento da população. Para que toda esta demanda fosse alcançada rapidamente houve a necessidade do desenvolvimento de materiais com novas performances estruturais e arquitetônicas, bem como economicamente viáveis.

Nesse contexto, ao uso de pedras e madeira para a construção de pontes são associados novos materiais como o ferro fundido (1840) e o concreto armado e protendido no final do século XIX e no início do século XX, conforme Pinho e Bellei (2007), e Pinheiro e Giongo (1986).

Desta maneira, a comunidade científica, lançou-se à pesquisa, com o objetivo de encontrar técnicas e soluções que se mostrassem favoráveis, tanto no aspecto da resistência mecânica, como nos aspectos prático e econômico para os novos materiais.

Assim, o estado-da-arte tem resultado numa grande quantidade de material que está disponível para novas pesquisas. Observa-se, também, a grande atenção dada às estruturas de concreto, tanto no meio acadêmico como no meio profissional-empresarial.

Mas, como é de comum acordo para os especialistas, nenhum material possui duração eterna. Sendo assim, sentiu-se a necessidade de um novo campo de pesquisa na Engenharia de Estruturas, denominado de Patologia das Estruturas.

De acordo com Souza e Ripper (1998), designa-se por Patologia das Estruturas o campo da Engenharia das Construções que promove o estudo das origens, formas de manifestação, conseqüências e mecanismos de ocorrência das falhas e dos sistemas de deterioração das estruturas. Também segundo Helene (1992), a área da Engenharia que cuida das patologias é compreendida como a parte da Engenharia que estuda os sistemas, mecanismos, causas e origens dos defeitos das obras civis, ou seja, é o estudo das partes que compõem o diagnóstico do problema. Portanto, é perceptível que a definição de Patologia das Estruturas é semelhante para estes pesquisadores.

As patologias estruturais, apresentadas nas pontes, variam em intensidade e incidência muitas vezes acarretando elevados custos para a sua correção, como comentado por Helene (1992). Sob o mesmo aspecto, sempre haverá comprometimento da estética e, na maioria das vezes, redução da capacidade resistente, podendo chegar, em certas situações, ao colapso parcial ou total da estrutura.

Em face desta realidade, a Engenharia Civil, no ramo das Patologias Estruturais, tem realizado exaustivas pesquisas no sentido de interpretar os mecanismos inerentes à patologia, tais como: origens, formas de manifestação, resultados e métodos corretivos.

5.4 A questão da durabilidade

Com o constante aumento dos problemas patológicos estruturais, a Patologia das Estruturas tem buscado não somente a sistematização das patologias como também promover novos conceitos no meio técnico.

Os novos conceitos, introduzidos por termos não muito difundidos até certo tempo, de

acordo com Souza e Ripper (1998), indicam que começa a existir uma percepção de que as estruturas estão entrando em um período de terceira idade, exigindo tratamento diferenciado àquela que até agora vinha sendo dispensado a elas.

Termos como desempenho, durabilidade, meio ambiente, conformidade, vida útil e manutenção são cada vez mais freqüentes no meio técnico, podendo-se dizer que não sairão mais dele.

Desta maneira, pode-se definir por vida útil de um material como sendo o período durante o qual as suas propriedades físicas e químicas permanecem acima dos limites mínimos especificados para atenderem a sua função. A vida útil pode ser ampliada de maneira significativa com um correto programa de manutenção estrutural.

A ABNT (NBR 6118:2003), no item 6.2.1, afirma que por vida útil de projeto, entende-se o período de tempo no qual se mantêm as características da estrutura de concreto, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção estabelecidos pelo projetista e pelo construtor, bem como das disposições de execução dos reparos necessários ao longo do tempo, decorrentes de danos acidentais. Poderíamos ampliar esta definição não só às estruturas de concreto mas às estruturas metálicas e de madeira que compõem o grupo de estruturas estudadas na pesquisa.

Constata-se então, conforme Sichieri *et al.* (2004, p. 4), “que um material atingiu o fim da sua vida útil quando as suas propriedades, sob dadas condições de uso, deterioram a um tal ponto que a continuação de uso desse material é considerado como insegura ou antieconômica”.

Outro ponto que deve ser deixado claro é a definição de desempenho que, segundo Souza e Ripper (1998) é o comportamento em serviço de cada estrutura ao longo da sua vida útil e a sua medida relativa revelará, sempre, o resultado do trabalho desenvolvido nas etapas de projeto, construção e manutenção.

Conhecidas e estimadas as características de deterioração dos materiais e dos sistemas estruturais é possível conceituar durabilidade como sendo a capacidade da estrutura resistir a estas características, sem deteriorar-se, apresentando um desempenho satisfatório, o qual

determinará a vida útil.

Sendo a estrutura durável a que apresenta a capacidade de resistir à ação das intempéries, ataques químicos, abrasão ou qualquer outro processo de deterioração imposta a ela, será importante a sua busca.

Sales *et al* (2005b) comentam que quanto a vida útil das estruturas, ela varia conforme a finalidade do projeto sendo que usinas hidrelétricas são concebidas para durarem, no mínimo 100 anos, e outras construções como pontes pelo menos 50 anos, salvo algum inconveniente como sismos.

A falta de cuidados, treinamento inadequado, erros de projeto, erros de execução e a falta de manutenção têm gerado estruturas com pouca durabilidade, capazes de apresentarem problemas patológicos antes de atingirem uma idade onde isto poderia ser previsto. Estes problemas acarretam elevados custos e trabalhos exaustivos.

Conforme Ripper (1996), quaisquer enganos, erros ou imperfeições no projeto e na execução das diversas partes da construção, exigirão, como consequência, adaptações não previstas no orçamento como consertos e reformas com custos complementares e até mesmo a necessidade de reconstrução completa, muito dispendiosos e, em muitos casos, poderão aparecer outros prejuízos bem mais tarde.

Ainda na questão de custos, é interessante o conceito de manutenção, apresentado como sendo os procedimentos necessários à garantia do seu desempenho satisfatório ao longo do tempo, ou seja, são as rotinas que tem como objetivo proporcionar à estrutura maior tempo de vida útil. Infelizmente, na maior parte das edificações e de pontes, a manutenção é desprezada com a desculpa infundada de possuir custos elevados.

Transcreve-se na Fig. 5.1, a famosa lei dos cinco de Sitter, extraída do Comitê Europeu do Concreto (CEB – Design Guide for Concrete Durable Structures) *apud* Souza e Ripper (1998). Verifica-se por meio da sua análise, a fundamental importância de um eficaz e eficiente planejamento da obra, evitando-se, tanto quanto possível, as patologias na fase de projeto.

Da presente análise, constata-se com clareza a necessidade de concepções estruturais mais duráveis, que ao mesmo tempo sejam tanto esteticamente adequadas quanto economicamente viáveis.

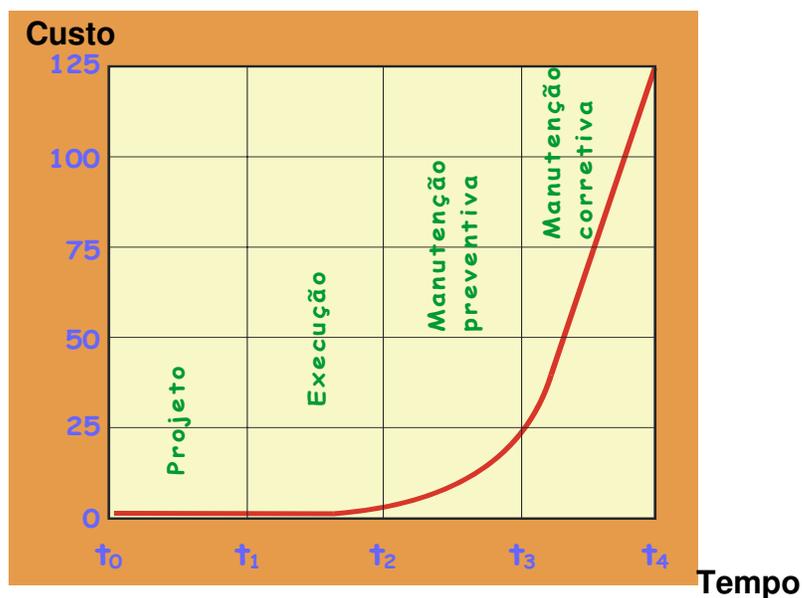


Figura 5.1 – Lei dos cinco de Sitter (1984). A evolução progressiva dos custos de reparo

FONTE: Palestra do Eng.º M.Sc. Paulo R. F. de Castro, na Faculdade Adventista de Ciências Tecnológicas, em 25.08.2005.

5.5 Fundamentos da patologia das estruturas

O estudo das patologias estruturais engloba a análise detalhada do problema descrevendo as causas, as formas de manifestação, os mecanismos de ocorrência, a profilaxia e a manutenção estrutural.

Contudo, toda esta análise, redonda no principal e grande fundamento da Patologia das Construções que “está em avaliar uma estrutura que num dado período de sua vida apresente

desempenho inadequado, uma vez que o quadro apresentado pela mesma não caracteriza necessariamente a condenação”, conforme Soriano (2004, p. 2).

Com a correta avaliação do caso, é possível ao profissional que está envolvido no processo, determinar uma das quatro medidas terapêuticas usuais, havendo um quadro patológico. Segundo Helene (1992), cabe às terapias estudar a correção e a solução desses problemas patológicos. É de comum acordo que, para a correta escolha e aplicação da terapia, há a importância de um estudo detalhado que apresente o verdadeiro diagnóstico da origem da patologia. Na Tab. 5.1, são apresentadas as terapias, que devem ser adotadas conforme o caso.

Tabela 5.1 – Tratamentos usuais das estruturas de concreto armado

Tratamento	Característica
Recuperação	Como recuperação, entendem-se os procedimentos, necessários para a restauração da capacidade resistente ou portante de uma estrutura. A recuperação, ainda pode ser entendida como uma intervenção que recondiciona a estrutura aos aspectos estéticos e de capacidade portante originais.
Restauração	Intervenção que restabelece somente as condições estéticas da estrutura.
Reforço	São as atividades promovidas para o aumento da resistência, ou capacidade portante da estrutura.
Limitação de Utilização	Esta é a opção que deve ser escolhida quando a terapia de recuperação não se mostrar economicamente favorável. Também pode ser adotada no caso de não se optar por um reforço estrutural, limitando portanto, a estrutura a determinadas condições que poderiam ser extrapoladas quando da utilização de um reforço.
Demolição	É a terapia extrema, que pode variar desde uma demolição parcial até completa da estrutura. É optada quando nenhuma das alternativas terapêuticas anteriores mostra-se viável.

FONTE: Adaptado de Souza e Ripper (1998) e da palestra do Eng.º M.Sc. Paulo R. F. de Castro, na Faculdade Adventista de Ciências Tecnológicas, em 25.08.2005.

A inviabilidade entre as escolhas de uma ou outra terapia, quase sempre se refere a fatores econômicos, caso em que a terapia é muito dispendiosa, ou a fatores técnicos, quando uma terapia não pode ser utilizada em determinado ambiente ou é de difícil execução.

Quando a estrutura não apresenta um quadro patológico deve ser executado um programa de intervenções para a extensão da vida útil estrutural. Em outras palavras, é um programa de manutenção periódico. A seguir, é apresentada a Fig. 5.2 onde são representadas as alternativas de terapia das estruturas com base no fundamento da Patologia das Estruturas.

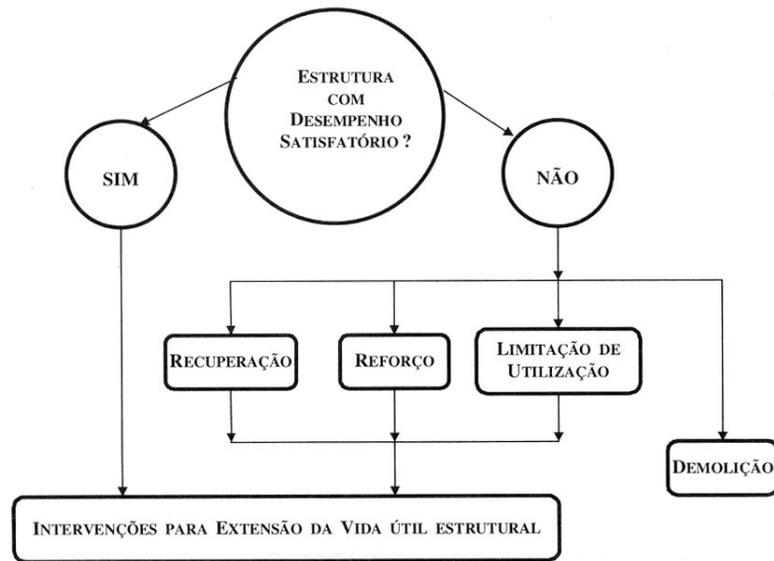


Figura 5.2 – Alternativas de terapia das estruturas

FONTE: Souza e Ripper (1998, p.21)

5.4 Pontes de concreto armado e protendido

O concreto, como é empregado, possui natureza instável ao passar do tempo, tendo suas características físicas e químicas alteradas devido às propriedades de seus componentes e das respostas destes às imposições efetuadas pelo meio ambiente onde a estrutura desempenha suas funções.

Em geral, quando se pensa na qualidade do concreto, existe um grande equívoco, largamente difundido entre os profissionais da engenharia, que se refere à medida da qualidade do concreto. Há, muitas vezes, preocupação apenas com relação a sua resistência mecânica, suprimindo-se um dos fatores fundamentais que é a durabilidade, como comentado por Silva (1995).

Souza e Ripper (1998) abordam que a maioria das normas técnicas referentes ao concreto, nas mais variadas regiões do mundo, apenas preocupam-se com a questão da resistência mecânica sem dar atenção devida às ações do meio ambiente, as quais influenciam diretamente

sobre a durabilidade, bem como outros fatores tais como, a resistência mínima do concreto e a relação água/cimento (a/c) limite.

O primeiro órgão que iniciou as pesquisas e regulamentou a questão da durabilidade foi o CEB. Já no Brasil, a penúltima versão da NBR 6118, que vigorou de 1980 ao início de 2003, não evidenciava a questão da agressividade ambiental, do consumo mínimo de cimento, do máximo fator a/c além de ser condescendente com cobrimentos pequenos. Estes itens estão diretamente ligados à durabilidade das estruturas de concreto armado e protendido.

Observa-se, felizmente, que na atual normalização brasileira, já são encontrados os requisitos mínimos, mas não conclusivos para que uma estrutura apresente bom desempenho elevando a sua vida útil. Assim, em parte, ficou solucionada a preocupação apresentada anteriormente pela falta de normalização.

5.6.1 Principais fatores que exercem influência sobre as estruturas de concreto armado e protendido

Dentre os vários fatores que exercem influência no comportamento final do concreto os mais relevantes para o estudo das patologias nas estruturas de concreto armado e protendido são:

Qualidade dos materiais: de acordo com Helene e Terziam (1992), a qualidade do material deve ser definida, utilizando-se os parâmetros técnicos estabelecidos em normas para uma correta mensuração dos dados. Ou seja, a qualidade em engenharia, deve ser objetiva e não subjetiva. Deve-se dar preferência a parâmetros quantitativos em lugar dos qualitativos, desta maneira, a qualidade deve estar exposta em procedimentos de projeto, de qualificação e seleção de materiais, de execução, de operação e de manutenção. Em outras palavras, a qualidade de determinado produto é verificada com a sua adequação às normas referentes.

Fator água/cimento (a/c): Segundo Souza e Ripper (1998), em termos de durabilidade das estruturas de concreto, e para as questões ligadas à resistência mecânica, a palavra-chave

relacionada ao material concreto, que é considerado um pseudo-sólido, é a água. A quantidade de água empregada para promover as reações de hidratação dos compostos do cimento e dar trabalhabilidade à massa é que regerá características como densidade, compacidade, permeabilidade, capilaridade e a própria fissuração, sem levar-se em conta a resistência mecânica.

O uso exagerado de água provoca vazios e uma rede de micro-poros e capilares na matriz do concreto, pelos quais é facilitado o transporte de fluidos nocivos do ambiente até o interior da peça, acelera a carbonatação do concreto e a corrosão das armaduras. A Fig. 5.3, mostra a relação entre o fator a/c e a permeabilidade.

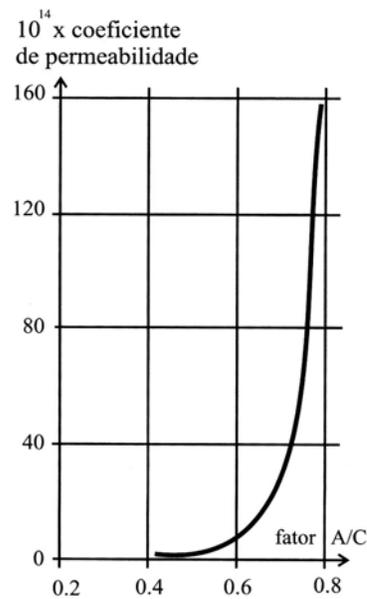


Figura 5.3 – Influencia do fator a/c na permeabilidade do concreto

FONTE: Souza e Ripper (1998, p. 36)

Expressando a preocupação com a incorreta utilização da água, a ABNT (NBR 6118:2003), estabeleceu quatro classes de agressividade ambiental, e para estas classes os valores máximos do fator a/c e o valor mínimo da classe de concreto a ser utilizado, conforme Tab. 5.2 e 5.3.

Tabela 5.2 – Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

FONTE: ABNT (NBR 6118:2003, p. 14)

Tabela 5.3 - Máximo fator a/c e qualidade do concreto

Concreto	Tipo	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	Concreto armado	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	Concreto protendido	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto	Concreto armado	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	Concreto protendido	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

FONTE: ABNT (NBR 6118:2003, p. 15)

Meio ambiente: O meio ambiente é um dos principais agentes causadores de danos e patologias nas construções, de tal forma que um ambiente agressivo pode acelerar, ou mesmo, desencadear um processo patológico, introduzindo, pela porosidade e pela rede de capilares, gases e líquidos que contêm agentes químicos agressivos.

Este é um problema encontrado nas cidades litorâneas e nos grandes centros urbanos. Em decorrência da industrialização a agressividade atmosférica aumentou muito, impondo um regime de mudanças no comportamento e variações dos materiais, resultando, assim, nos efeitos de corrosão precoce e a carbonatação acelerada, conforme descreve Silva (1995).

Ações: para Thomaz (1989), muitas fissuras são causadas pela sobrecarga entre outros fatores. Tais sobrecargas podem ter sido consideradas no projeto estrutural, neste caso a falha decorre quando da execução da peça ou do uso da mesma.

Qualidade no processo da construção civil: Conforme Souza e Ripper (1998), o processo da construção pode ser dividido em três partes. A concepção ou planejamento, execução

e manutenção. Estas três fases devem conter as atividades de desempenho, durabilidade, conformidade e reabilitação da estrutura.

Mesenguer (1991), apresenta a Tab. 5.4, onde é expresso o resultado de uma pesquisa realizada na Europa. Analisando-se os valores médios na Tab. 5.4 nota-se a importância de cuidados especiais com o projeto das estruturas.

Tabela 5.4 – Origem das falhas de serviços em estruturas de concreto (em %)

	Bélgica	Reino Unido	Alemanha	Dinamarca	Romênia	Espanha	Valores médios
Projeto	46 a 49	49	37	36	37	41	40 – 45
Execução	22	29	30	22	19	31	25 – 30
Materiais	15	11	14	25	22	13	15 – 20
Uso	8 a 9	10	11	9	11	11	10
Causas imprevisíveis	-	-	-	-	-	4	-

FONTE: Mesenguer (1991, p. 27)

5.4.2 Causas das patologias em estruturas de concreto

Na análise de uma estrutura danificada, é de indispensável importância que se conheçam as causas patológicas, pois além de um correto tratamento, é necessário que se garanta a minimização da patologia pós-recuperação. As causas de deterioração das estruturas podem ser divididas em dois grandes grupos, como discorrem Souza e Ripper (1998). São as chamadas causas intrínsecas e extrínsecas.

As causas intrínsecas são as causas de deterioração inerentes à própria estrutura, como ilustra a Fig. 5.4. Possuem origem nos materiais e componentes da estrutura. Estas causas são geradas por falhas humanas na fase de execução e/ou utilização e por agentes naturais externos como ataques químicos e até acidentes.

Já as causas extrínsecas, são as que independem da estrutura em si, bem como da sua composição ou falhas decorrentes da execução. Podem ser entendidas como fatores que atacam estruturas “de fora para dentro” ao longo do processo da concepção, execução ou da vida útil da mesma, como apresentado na Fig. 5.5.

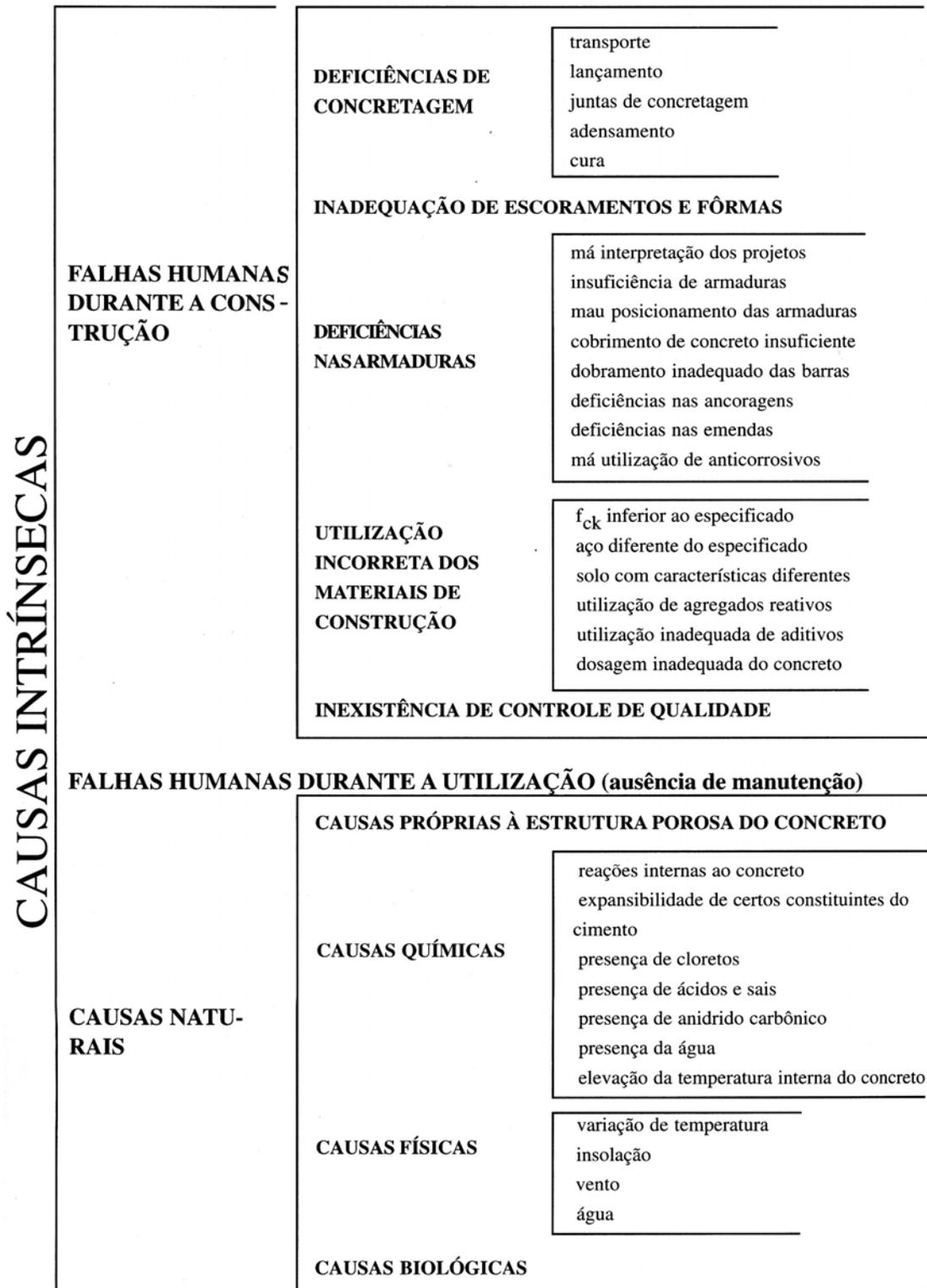


Figura 5.4 – Causas intrínsecas das patologias nas estruturas de concreto armado e protendido

FONTE: Souza e Ripper (1998, p. 29)

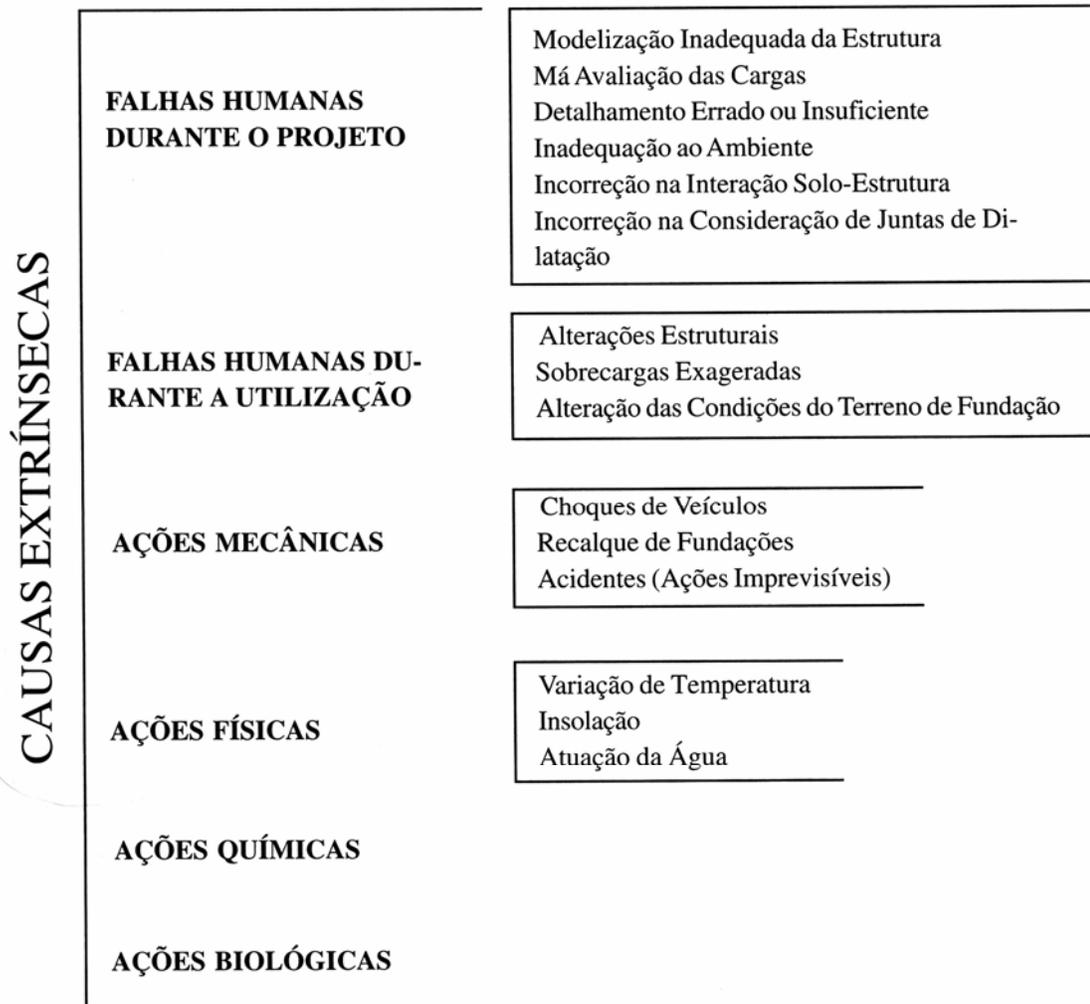


Figura 5.5 – Causas extrínsecas das patologias nas estruturas de concreto armado e protendido

FONTE: Souza e Ripper (1998, p. 41)

5.4.3 Mecanismos de formação e manifestação das patologias nas estruturas de concreto armado e protendido

As patologias são o resultado efetivo da ação dos diversos agentes causadores, intrínsecos e extrínsecos, citados anteriormente.

5.4.3.1 Fissuras

O quadro fissuratório, devido à deformação introduzida pelo carregamento, em uma peça de concreto armado ou protendido, pode ter a sua origem de diversos fatores, sendo a seguir listados os mais comuns.

Como o concreto é um material que apresenta baixa resistência à tração, cerca de 10% da resistência à compressão, as fissuras de tração são comuns, já no caso de fissuras por compressão, o estado da estrutura é mais crítico, pois o concreto está sob efeito de esmagamento e ruptura frágil.

As aberturas podem apresentar dimensões e denominações diferentes. Pelas magnitudes das aberturas, as mesmas podem ser classificadas conforme a Tab. 5.5.

Tabela 5.5 – Dimensões de aberturas de fissuras, trincas, rachaduras, fendas e brechas

Tipos de aberturas	Tamanho
Fissura capilar	menos de 0,2 mm
Fissura	de 0,2 mm a 0,5 mm
Trinca	de 0,5 mm a 1,5 mm
Rachadura	de 1,5 mm a 5 mm
Fenda	de 5 mm a 10 mm
Brecha	mais de 10 mm

FONTE: Thomaz (1998)

Esta classificação é importante quanto à necessidade de se quantificar o tamanho da abertura, porém, as causas e mecanismos formadores são idênticos uns aos outros, conforme Thomaz (1998). Como exemplo podem ser observados quadros de fissuração nos encontros das pontes 5 e 6 comentadas no capítulo 6.

5.4.3.1.1 Fissuras de tração pelo esforço de flexão

Quando a rigidez da peça ou a área de aço são insuficientes, ou ainda se o carregamento for elevado, a peça sofrerá uma deformação excessiva, gerando fissuras que, de acordo com Thomaz (1989) e Souza e Ripper (1998), estendem-se da borda mais tracionada, elevando-se e ramificando-se até a altura da linha neutra para as vigas como mostra a Fig. 5.6.

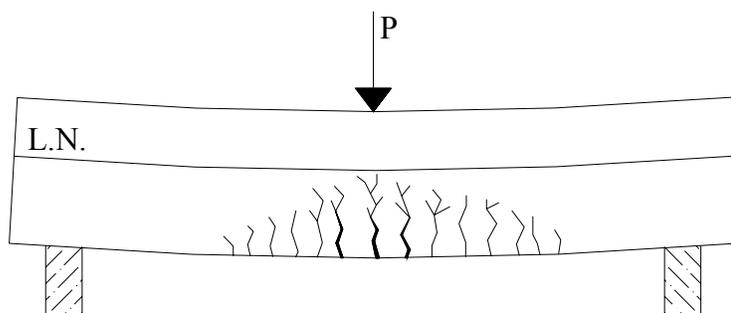


Figura 5.6 – Configuração da fissuração por flexão em vigas

Já para as fissuras provocadas por flexão nas lajes, Helene (1992), apresenta a seguinte configuração (Fig. 5.7):

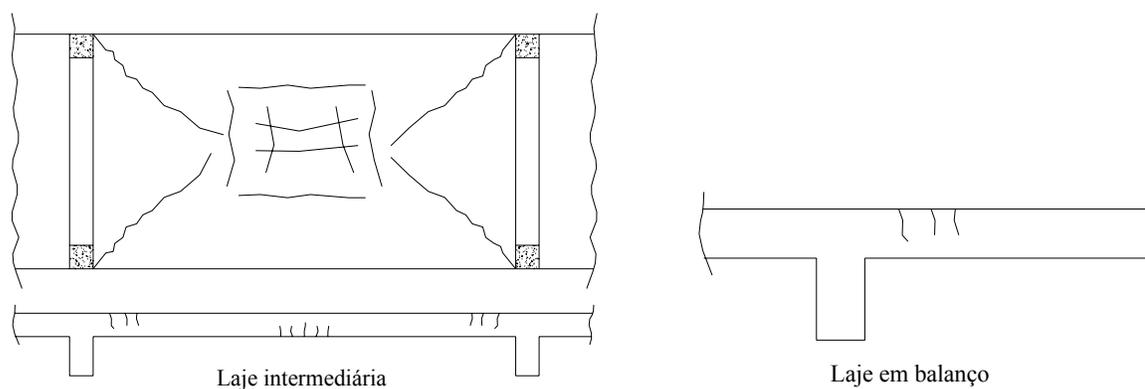


Figura 5.7 – Configuração da fissuração por flexão em lajes

Outro efeito que ocorre em lajes é a fissuração devido aos momentos volventes, ou de canto, como mostra a Fig. 5.8.

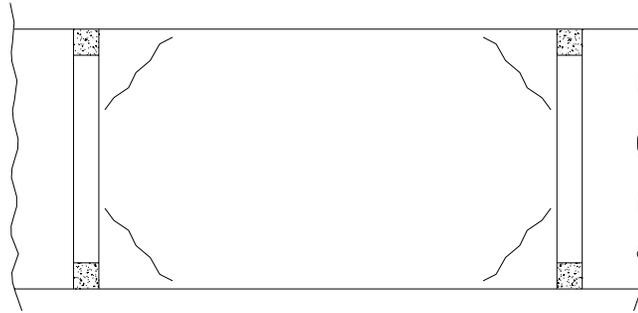


Figura 5.8 – Configuração da fissuração por momento volvente

5.4.3.1.2 Fissuras de compressão pelo esforço de flexão

Quando o elemento fletido ultrapassa o limite de resistência da compressão do concreto, a estrutura entra em ruína por esmagamento do concreto na região comprimida. Esta característica decorre do fato da armadura principal estar sendo pouco utilizada. Para Helene (1992), este efeito pode ser causado pela resistência inadequada do concreto ou por sobrecargas não previstas sendo que excessos na força de protensão podem contribuir grandemente para este estado. Em muitos casos, o problema é um grave erro de projeto onde não foi dimensionada a armadura de compressão conhecida também como armadura dupla.

A configuração destas fissuras é peculiar, sendo que sempre estão dispostas nas regiões comprimidas da peça. Esquemáticamente, podem ser representadas como mostra a Fig. 5.9. Esta fissuração é perigosa, pois este efeito leva a estrutura a ruína brusca.

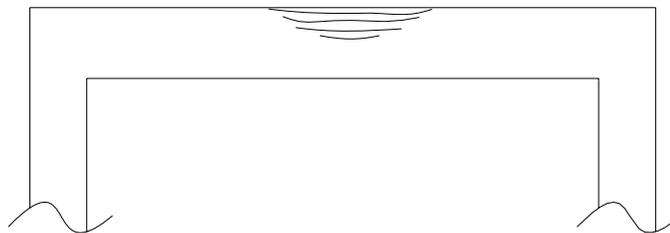


Figura 5.9– Configuração da fissuração por esmagamento do concreto

5.4.3.1.3 Fissuras causadas pelo esforço cortante

A treliça clássica, idealizada por Morsch e ampliada por Leonhardt em sua treliça generalizada, vale-se do conceito de bielas de compressão, formadas pelo concreto e montantes tracionadas, que são os estribos.

As tensões de compressão nas bielas, geram tensões de tração perpendicularmente a elas. Esta tensão de tração, em parte deve ser absorvida pelos estribos ou barras dobradas, dispostos para combate deste efeito evitando a fissuração, sendo a outra parcela absorvida pelo embricamento e engrenamento dos agregados. Quando esta armadura não é suficiente, ou por erro de projeto ou por erro de execução, ocorrem fissuras que formam ângulos de aproximadamente 35° à 45° com a horizontal, próximo aos apoios, como ilustra a Fig. 5.10.

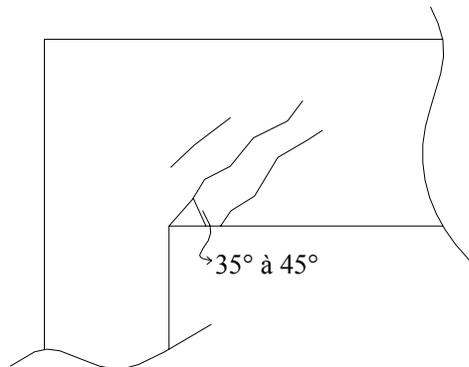


Figura 5.10 – Configuração da fissuração por efeito de cisalhamento

Podem ainda surgir fissuras por esmagamento do concreto das bielas, como apresentado por Helene (1992). Estas fissuras são causadas pelo excesso de tensão de compressão na biela acima do limite de resistência do concreto, e podem vir acompanhadas de fissuras por tração, conforme a Fig. 5.11.

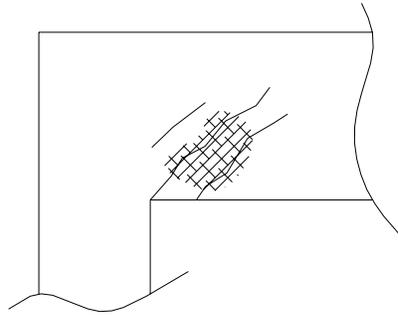


Figura 5.11 – Fissuras por cortante – esmagamento e tração do concreto simultaneamente

FONTE: Adpt. Helene (1992, p. 60)

5.4.3.1.4 Fissuras causadas pela torção

As fissuras provocadas pela torção, conforme Leonhardt (1977), são semelhantes as da cortante porém com direções contrárias formando uma configuração como a rosca de um parafuso.

5.4.3.1.5 Fissuras causadas pela fluência

A fluência, muitas vezes ignorada, é responsável por muitas deformações excessivas, gerando na peça um quadro fissuratório semelhante ao das fissuras causadas pelo esforço de flexão. Sendo desta maneira difícil a interpretação se uma estrutura apresenta fissuração por um carregamento que foi excessivo ou pela fluência.

5.4.3.1.6 Fissuras causadas pela retração

A retração pode ser de secagem, conhecida também como contração plástica, ou química decorrente das reações de hidratação.

A contração plástica do concreto, acontece antes da pega do concreto, devido a evaporação excessivamente rápida da água em excesso. Não tem relação com o comportamento reológico do concreto. Este fissuramento é mais comum nas faces externas dos elementos estruturais, como as lajes nas quais as fissuras fazem de um ângulo de aproximadamente 45° junto aos cantos. Sua profundidade não é muita, entretanto em função da esbelteza da peça em questão, estas fissuras podem até seccioná-la.

A retração química, como é conhecida, é combatida pelas armaduras e vinculações da peça. Portanto, quanto maior a concentração de armaduras numa peça menor será este efeito.

Nas lajes, a fissuração por retração, em geral é aleatória com exceção para a retração por contração plástica, porém nas vigas, todas as retrações, geram fissuras que se apresentam paralelas às sessões, conforme mostra a Fig. 5.12.

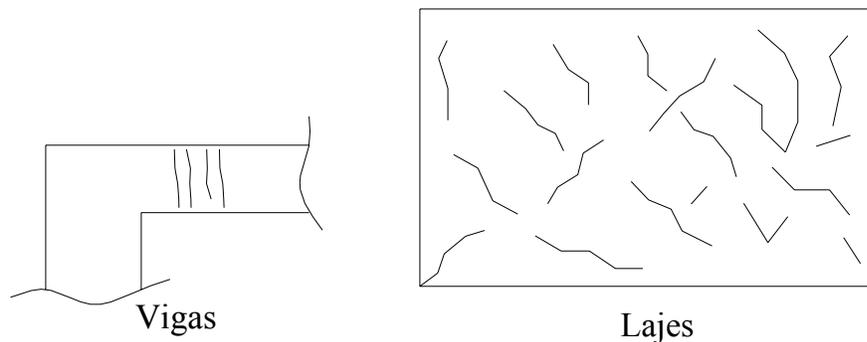


Figura 5.12 – Configuração típica de fissuras por retração em vigas e lajes

FONTE: Adpt. Souza e Ripper (1998, p. 64)

5.4.3.1.7 Fissuras causadas por deformações térmicas e higroscópicas

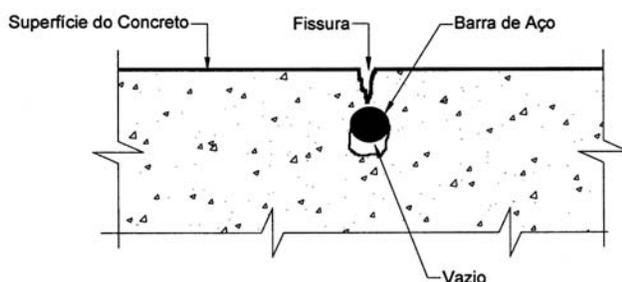
As fissuras causadas por contração ou dilatação térmica, possuem a mesma configuração que as causadas pela retração, como comenta Thomaz (1989). Podem ser superficiais ou não dependendo do grau de deformação e da espessura da peça.

Para que os efeitos da umidade sejam mitigados e evitados, deve-se recorrer a um projeto de impermeabilização da estrutura, sendo que ela não só evitará o efeito da umidade como também dificultará e impedirá o efeito de outros agentes agressivos sobre as estruturas de concreto.

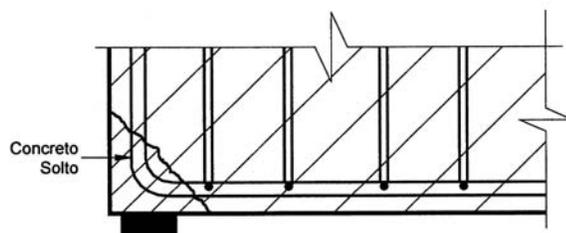
5.4.3.1.8 Outras configurações de fissuras

As Fig. 5.13 e Fig. 5.14 Indicam outras possíveis configurações de fissuras em pontes de concreto armado.

Fissuras por Formação de Espaços Vazios ou Poros sob Barras Horizontais



Trincas de Ruptura Frágil em Apoios Extremos Mal Posicionados



Fissuras e/ou Trincas em Dentes de Articulação: Dependendo da gravidade, há riscos de ruptura frágil

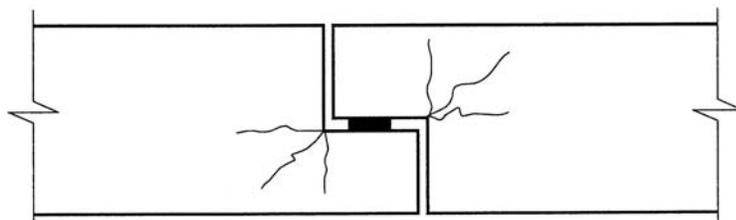


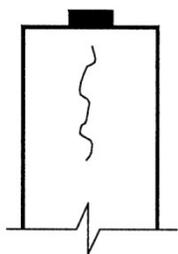
Figura 5.13 – Possíveis configurações de fissuras em pontes de concreto

FONTE: Manual do DNIT (2004, p. 58)

Pilares Isolados e Parcialmente Carregados

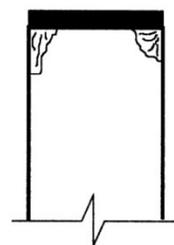
Seção Longitudinal

Fissuras por Deficiência de Fretagem

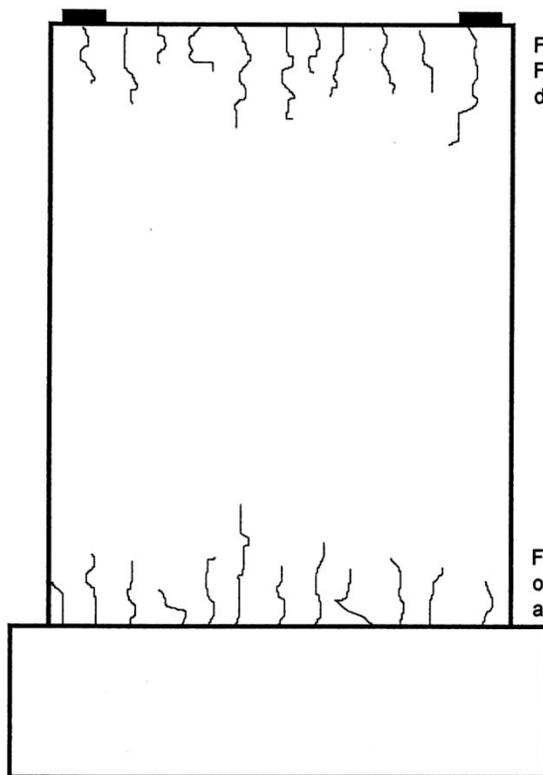


Seção Transversal

Quebra de Cantos por Falta de Folgas entre Extremidades de Placas e Pilares



Pilares Parede e Parcialmente Carregados



Fissuras por Insuficiência ou Ausência de Fretagem e Armadura de Tração no Topo do Pilar

Fissuras de Defasagens de Concretagem: o concreto mais antigo do bloco restringe a retração do pilar

Figura 5.14 – Possíveis configurações de fissuras em pilares de pontes de concreto

FONTE: Manual do DNIT (2004, p. 59)

5.4.3.2 Corrosão do concreto

A particularidade da corrosão do concreto está em que as reações de deterioração são somente químicas e não eletroquímicas, podendo ocorrer de três formas:

a) **Lixiviação:** definida como sendo a dissolução e o arrasto do hidróxido de cálcio, $Ca(OH)_2$, e outros compostos e hidratados, com a formação de estalactites e estalagmites na superfície do concreto atacado. O hidróxido de cálcio possui a função, conjuntamente com outras substâncias, de promover a coesão do concreto.

b) **Reação iônica:** ocorre em virtude da reação de alguns íons com substâncias químicas existentes no cimento. Os principais íons reagentes são de magnésio, amônio, cloro e de nitrato.

c) **Por expansão:** neste tipo de corrosão, ocorrem reações dos sulfatos com os compostos do cimento. Os sulfatos mais reagentes são o amoníaco, $(NH_4)_2SO_2$, o cálcico, $CaSO_4$, o de magnésio, $MgSO_4$, e o de sódio, Na_2SO_4 .

5.4.3.3 Corrosão da armadura

A corrosão da armadura de uma estrutura de concreto é altamente verificada nas estruturas. Ambientes agressivos, porosidade elevada, alta capilaridade, deficiência no cobrimento, materiais de construção com problemas e fissuração acentuada, são os fatores preponderantes na influencia da criação de um estado de corrosão da armadura.

Conforme Perdrix (1992), para que os metais encontrados na natureza possam ser utilizados com adequada resistência e funcionalidade necessitam passar por um processo denominado de redução química, no qual os óxidos são expulsos resultando no metal puro. O processo inverso à redução é denominado de oxidação, onde o metal tende a associar-se novamente com óxidos, entrando em um estado natural ou de baixa energia.

A corrosão do aço, segundo a sua forma de manifestação, pode ser classificada como indicado na Fig. 5.15.

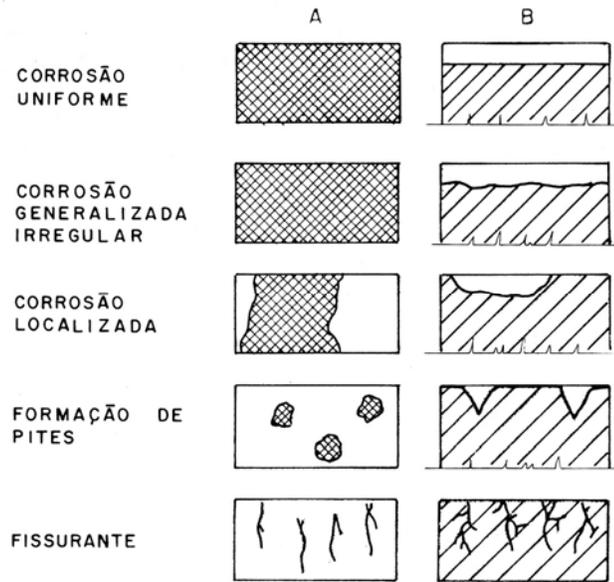


Figura 5.15 – Tipologia da corrosão do aço. (A) vista superior, (B) vista lateral

FONTE: Perdrix (1992, p. 19)

Quanto à corrosão fissurante, Souza e Ripper (1998) destacam que ocorre basicamente em peças sob altas tensões, principalmente iniciais, na armadura, caso das estruturas protendidas. Porém Helene (2008) apresenta exemplos da corrosão sob tensão em peças de concreto armado. Este fato também é destacado por Emerick (2005), onde afirma que tal corrosão é perigosa pois leva a estrutura à ruína de forma abrupta.

A corrosão uniforme e a generalizada irregular, no concreto armado, são decorrentes da despassivação do aço por meio de carbonatação. Já a corrosão localizada e por pites é mais comum em casos de estruturas contaminadas por cloretos e/ou sulfatos.

Como o concreto apresenta uma grande concentração de hidróxidos ocorre uma grande alcalinidade, tendo o seu $\text{pH} \geq 12,5$. Quando o aço entra em contato com o concreto alcalino é formada uma camada superficial na barra, denominada de superfície passivante. Esta camada é

formada por um óxido transparente e sua espessura é pequena. Sua função é dar, ao aço, uma proteção química, evitando ou retardando um processo corrosivo. Porém esta camada não possui elevada resistência, podendo ser desfeita por agentes agressivos que, depois da despassivação, atacam o aço desencadeando um processo corrosivo. Desta maneira, o concreto atua como uma barreira física e química no combate à corrosão.

A corrosão pode ser acelerada por agentes agressivos presentes no concreto como os sulfetos, cloretos, dióxido de carbono, nitritos, gás sulfídrico, cátion amônio, os óxidos de enxofre e a fuligem.

O dióxido de carbono, que é responsável pela carbonatação, reduz o pH do concreto, despassivando o aço e facilitando o ataque de substâncias deletérias. A velocidade de penetração da frente de carbonatação é função direta da permeabilidade do material e da fissuração. A relação a/c, que determina a permeabilidade específica do concreto, e a espessura do revestimento, podem ter a sua influência na velocidade de carbonatação, verificada pela Tab. 5.6.

Tabela 5.6 – Penetração da frente de carbonatação em concretos de cimento Portland

Tempo de penetração em anos						
Cobrimento (mm)	5	10	15	20	25	30
Relação a/c						
0,45	19	75	>100	>100	>100	>100
0,50	6	25	56	99	>100	>100
0,55	3	12	27	49	76	>100
0,60	1,8	7	16	29	45	65
0,65	1,5	6	13	23	36	52
0,70	1,2	5	11	19	30	43

FONTE: Palestra do Eng.º M.Sc. Paulo R. F. de Castro, na Faculdade Adventista de Ciências Tecnológicas, em 25.08.2005.

O produto da corrosão, denominado ferrugem, é um material não resistente e expansivo, ocupando um volume maior que o da armadura original. Esta variação no volume acarreta em um estado de tensões de tração, que fissuram o concreto e podem até desintegrá-lo, expondo as armaduras por destacamento do concreto.

A corrosão acarreta na diminuição da área de aço, podendo, em grau avançado, levar a estrutura à ruína. Sendo que a melhor maneira de combate à corrosão é o cuidado que deve ser tomado quando na fabricação do concreto e no respeito aos cobrimentos adequados. A ABNT (NBR 6118:2003) estabelece os cobrimentos mínimos conforme o tipo de estrutura e da classe de agressividade ambiental de acordo com a Tab. 5.7.

Tabela 5.7 – Cobrimentos mínimos para as armaduras segundo a ABNT (NBR 6118:2003)

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

FONTE: Adaptado da ABNT (NBR 6118:2003, p.16).

5.4.3.4 Reações químicas

Além das reações químicas necessárias para que a hidratação dos compostos do cimento seja alcançada, as quais provocam a deformação por retração, podem existir reações deletérias como as reações expansivas. As reações desse tipo são apresentadas a seguir.

a) Reação álcali-agregado: segundo Valduga (2002), a reação álcali-agregado pode ser definida como um tipo de degradação que afeta o concreto através de um fenômeno de expansão. Os principais sintomas desta reação são a fissuração, descolamento, presença de gel nos vazios entre outros. Esta reação resulta da interação entre a sílica reativa de alguns minerais dos agregados utilizados com os íons álcalis contidos nos cimentos. Segundo Souza e Ripper (1998), a adição de pozolanas, em quantidades adequadas, pode inibir e até mesmo evitar tal reação.

b) Reação álcali-dolomita: Expansão típica dos cristais de calcário dolomítico em solução de hidróxido de sódio, contido nos cimentos. Esta reação é mais perigosa que a anteriormente referida pois a única forma de combatê-la é reduzindo a quantidade de álcalis do

cimento;

c) **Reação entre rochas caulinizadas ou feldspatos calco-sódicos:** Estes componentes contêm alumina que reage com o cálcio do cimento e sulfatos provindos do exterior. Esta reação pode também ser inibida com adição de pozolanas adequadamente analisadas.

A expansibilidade de certos constituintes do cimento, como óxido de magnésio (MgO) em forma de pericálcio e cal livre, quando sofrem a hidratação expandem-se, deformando o concreto, podendo gerar fissuras e até mesmo a desagregação do concreto. Por estas razões deve-se limitar a quantidade destes compostos do cimento.

5.4.3.5 Danos provocados por colisões de veículos e pelo fogo

Os choques de veículos contra as estruturas de pontes, que inserem nas mesmas uma solicitação exagerada, de difícil dimensionamento, e causadora de deformações acentuadas e danos como destacamento de cobrimentos e exposição de armaduras requerem um programa de manutenção para eventuais reparos (Ver ponte 8 no capítulo 6).

Já o estudo de incêndios é mais usual, havendo uma boa quantidade de material referente sobre o assunto. Nas estruturas de concreto armado e protendido os incêndios exercem uma grande ação deletéria.

O aquecimento da peça faz com que haja um aumento de volume gerando fortes tensões internas causando a deformação, fissuração e desagregação do concreto. Este último efeito, decorrente das diferentes propriedades térmicas dos componentes do concreto, é denominado de calcinação que, conforme Cánovas (1988), acarreta a redução tanto na resistência quanto no módulo de deformação do concreto. A Tab. 5.8, classifica o grau de calcinação segundo a coloração apresentada pelo concreto.

Tabela 5.8 – Coloração, resistência residual e módulo de deformação residual em função da temperatura

Temperatura °C	Cor do concreto	Resistência residual em % da resistência inicial	Módulo de deformação residual em % do módulo de deformação inicial
20	Cinza	100	100
200	Cinza	95	70
300	Rosa	95	50
400	Rosa	88	38
500	Rosa	75	35
600	Vermelho	55	20
900	Cinza avermelhado	10	0

FONTE: Cánovas (1988, p. 182)

Ao atingir a temperatura crítica de 720 °C, facilmente alcançada em um incêndio com valores entre 1250 °C e 1300 °C, o aço sofre uma destruição da estrutura cristalina interna entrando no estado de plastificação. Deste modo, não está mais apto a absorver as tensões as quais é solicitado, podendo levar a estrutura a ruína caso a temperatura não seja rapidamente reduzida.

5.4.3.6 Deterioração do concreto protendido

Os elementos de concreto protendido podem ainda sofrer a ação deletéria de alguns fatores bastante conhecidos e quantificados, apresentados por Cauduro (2003):

- ✓ Perda de aderência entre o aço tencionado e o concreto;
- ✓ Relaxação do aço de protensão;
- ✓ Retração do concreto;
- ✓ Fluência do concreto;
- ✓ Corrosão sob tensão do aço de protensão;
- ✓ Deficiência de armadura passiva nas ancoragens.

5.7 Pontes de madeira

Conforme Calil *et al* (2000) a madeira é um material estrutural orgânico, de origem vegetal encontrado em florestas naturais e artificiais resultantes de reflorestamentos. Aplicada convenientemente em uma política de reflorestamento e preservação ambiental, a madeira é abundante e renovável.

O Wood Handbook (1999) declara que no princípio do século XX a maior parte das pontes nos Estados Unidos da América eram de madeira. Nos anos 90 houve uma campanha nacional para restauração destas pontes e elevação na capacidade de carga.

A aplicação correta da madeira, através de uma escolha adequada da espécie na classificação e em um sistema estrutural adequado, segundo vários autores, pode-se equipará-la ao concreto e ao aço em suas aplicações, sendo que apresenta opções não encontradas com outro material estrutural tais como o laminado colado e o compensado que permitem a execução de estruturas diferenciadas.

Calil *et al* (2000) ainda destacam que a durabilidade da madeira, sendo executados corretos processos de secagem e preservação, juntamente com modernas técnicas de utilização podem garantir estruturas com 50 anos ou mais de utilização. Entretanto, o mercado requer produtos de bom desempenho, menor custo, esteticamente agradáveis e, crescentemente sadios do ponto de vista ambiental, segundo Ferreira (2003).

Por outro lado, uma característica da madeira que merece destaque é a sua anisotropia, responsável por diferentes características elásticas conforme a direção da aplicação da carga em relação às fibras. Mascia (1991) amplia os conceitos do comportamento da madeira indicando o modelo ortotrópico como o adequado para o estudo da madeira. Neste trabalho é apresentada a interferência que a anisotropia exerce sobre as características da madeira. Outras características como a variabilidade de espécies, anatomia, umidade relativa e aparente interferem grandemente em sua resistência e durabilidade.

Entretanto, segundo Abdalla (2002), estudos sobre a madeira comprovam que, de maneira geral:

- ✓ a madeira é um material com excelente relação resistência/peso;

- ✓ a resistência mecânica diminui com o aumento do ângulo existente entre a direção da fibra e do esforço solicitante;
- ✓ a presença de extrativos altera as propriedades mecânicas;
- ✓ a resistência mecânica da madeira diminui com o aumento da umidade, porém, a taxas acentuadamente decrescentes;
- ✓ a resistência mecânica da madeira aumenta com o aumento da densidade;
- ✓ os deslocamentos de pontos importantes das estruturas aumentam com o aumento da duração do carregamento.

5.5.1 Fatores intervenientes no comportamento estrutural da madeira

Sabe-se que, de forma geral, para uma determinada espécie de madeira, os valores numéricos de sua resistência e rigidez variam com a região de origem da árvore, povoamento na qual é encontrada e da amostra retirada da própria árvore.

De acordo com Calil *et al* (2003), os principais fatores que influenciam nas propriedades da madeira são fatores anatômicos (densidade, inclinação das fibras, nós, falhas naturais, presença de medula e faixas de parênquima); fatores ambientais e de utilização (umidade, defeitos por ataques biológicos, defeitos de secagem e defeitos de processamento).

Destacada de todas os demais fatores está a umidade, que tem haver com a presença de água nos veios da madeira. Quanto maior a umidade na peça, mais desfavorável serão os resultados obtidos para suas características mecânicas. A ABNT (NBR 7190:1997 - Projeto de estruturas de madeira), classifica as estruturas de madeira em quatro classes de umidade, sendo que os valores de referência nela apresentados são para uma umidade de 12% (U_{12}).

Caso alguma propriedade seja obtida por ensaios de laboratório com teor de umidade na faixa ($10\% \leq U \leq 20\%$), deve-se fazer a correção pelas equações 5.1 e 5.2:

Para a resistência:

$$f_{12} = f_{U\%} \left[1 + \frac{3(U\% - 12)}{100} \right] \quad (5.1)$$

Para o módulo de elasticidade:

$$E_{12} = E_{U\%} \left[1 + \frac{2(U\% - 12)}{100} \right] \quad (5.2)$$

As propriedades mecânicas a serem consideradas para projetos de estruturas de madeira, devem contemplar as resistências máximas a tração (f_{t0}), à compressão paralela às fibras (f_{c0}), à compressão transversal às fibras (f_{c90}) e ao cisalhamento paralelo às fibras (f_{v0}) bem como o módulo de elasticidade paralelo às fibras ($E_{c0,m}$). A ABNT (NBR 7190:1997) permite, na ausência de uma caracterização completa, utilizar as seguintes relações para a determinação das propriedades necessárias:

$$\begin{aligned} f_{c0,k} / f_{t0,k} &= 0,77 \\ f_{c90,k} / f_{c0,k} &= 0,25 \\ f_{v0,k} / f_{c0,k} &= 0,12 \quad (\text{para dicotiledôneas}) \end{aligned}$$

O valor efetivo a ser utilizado para o módulo de elasticidade é dado por:

$$E_{c0,ef} = K_{\text{mod},1} \cdot K_{\text{mod},2} \cdot K_{\text{mod},3} \cdot E_{c0,m} \quad (5.3)$$

Caso ainda não seja possível realização de ensaios de compressão paralela para determinação do módulo de elasticidade, para dicotiledôneas existe a relação entre o módulo de elasticidade na flexão e o módulo E_{c0} .

$$E_M = 0,90 \cdot E_{c0} \quad (5.4)$$

5.5.2 Mecanismos de formação e manifestação das patologias nas estruturas de madeira

A manifestação das patologias da madeira está intimamente relacionada com o meio onde a peça está e o processo de secagem que ela sofreu. Apesar de ser susceptível a deterioração, a durabilidade da madeira é comprovado através de adequadas técnicas de prevenção podendo ser citados exemplos de madeiras com mais de 2000 anos nos monumentos egípcios, conforme Dinwoodie (2000).

A secagem da madeira é, segundo o Manual da Montana (2000), de grande importância pois apresenta as seguintes vantagens:

- ✓ redução do peso próprio;
- ✓ aumento da resistência mecânica;
- ✓ as contrações da madeira ocorrem antes de sua utilização;
- ✓ elevação da resistência contra fungos, bactérias e insetos;
- ✓ resistência de ligações melhorada;
- ✓ melhor capacidade de colagem;
- ✓ empenamentos e rachaduras geralmente ocorrem durante a secagem;
- ✓ pinturas, vernizes e lacas podem ser realizadas somente após a secagem.

Pfeil e Pfeil (2003a) apresentam os defeitos de secagem como sendo deficiências que prejudicam a resistência final da peça. Um programa de secagem eficiente deverá ter como objetivos a secagem rápida e a garantia da qualidade do material secado segundo Oliveira (1981). A Fig. 5.16 demonstra defeitos de secagem bem como defeitos naturais encontrados na anatomia da madeira.

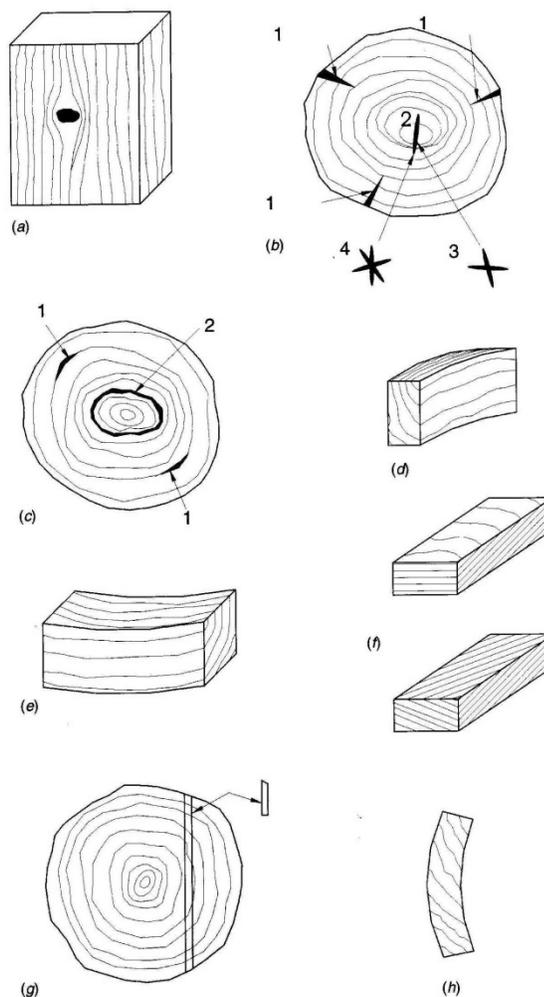


Figura 5.16 – Defeitos nas madeiras: (a) nó; (b) fendas: 1 – fendas periféricas; 2 a 4 – fendas no cerne; (c) gretas: 1 – greta parcial; 2- greta completa; (d) abaulamento; (e) arqueamento; (f) fibras reversas; (g) esmoado; (h) empenamento.

FONTES: Pfeil e Pfeil (2000a, p. 7)

A deterioração da madeira é um processo que altera sensivelmente suas propriedades. Segundo Calil *et al* (2003), de forma simplificada, os agentes causadores de patologias na madeira podem ser classificados em agentes bióticos (vivos) e agentes abióticos (não vivos). (Ver Fig. 5.17).

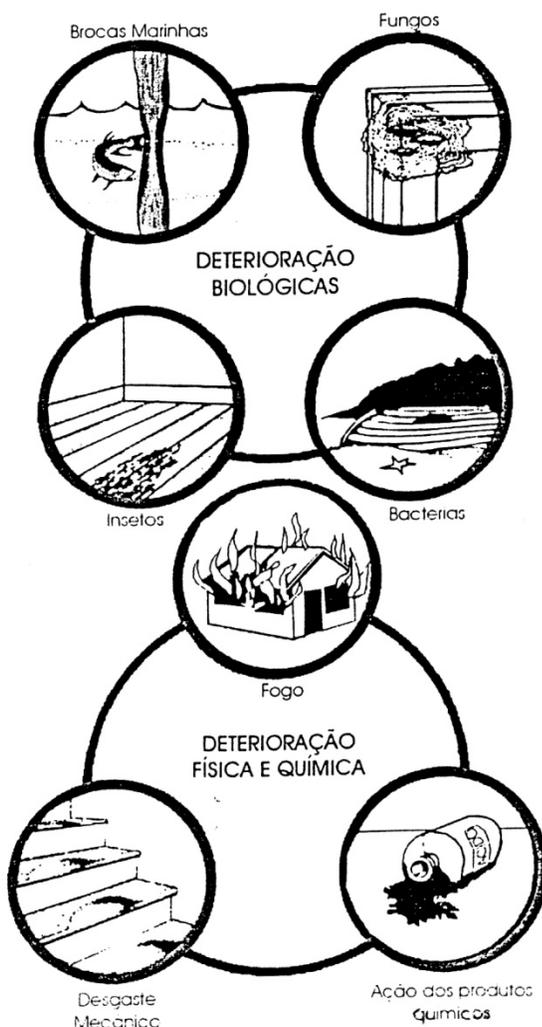


Figura 5.17 – Agentes deterioradores da madeira

FONTE: Manual da Montana (2000, p. 22)

5.5.2.1 Agentes bióticos

Representados especialmente pelos microorganismos como fungos e bactérias; insetos coleópteros (brocas e besouros) e isópteros (cupins); e os furadores marinhos (moluscos e crustáceos). Os agentes bióticos necessitam de algumas condições para a sobrevivência como a temperatura, oxigênio, umidade e fonte adequada de alimentação que é a madeira. Os principais efeitos patológicos destes agentes são o apodrecimento e a infestação de insetos. O Manual da Montana (2000) destaca que dependendo da aptidão de cada organismo, podem ocorrer ataques

isolados por um só tipo ou por um conjunto de organismos xilófagos (organismos que possuem a madeira como alimento).

5.5.2.2 Apodrecimento pelo efeito de fungos

Pfeil e Pfeil (2000a), destacam que vulnerabilidade da madeira ao ataque biológico é função da camada do tronco donde a peça foi extraída, da espécie da madeira e das condições climáticas e ambientais. Conforme Calil *et al* (2003), o ataque pelos fungos é um problema muito comum. As condições para o desenvolvimento de fungos bem como o ciclo de vida são apresentados na Fig. 5.18.

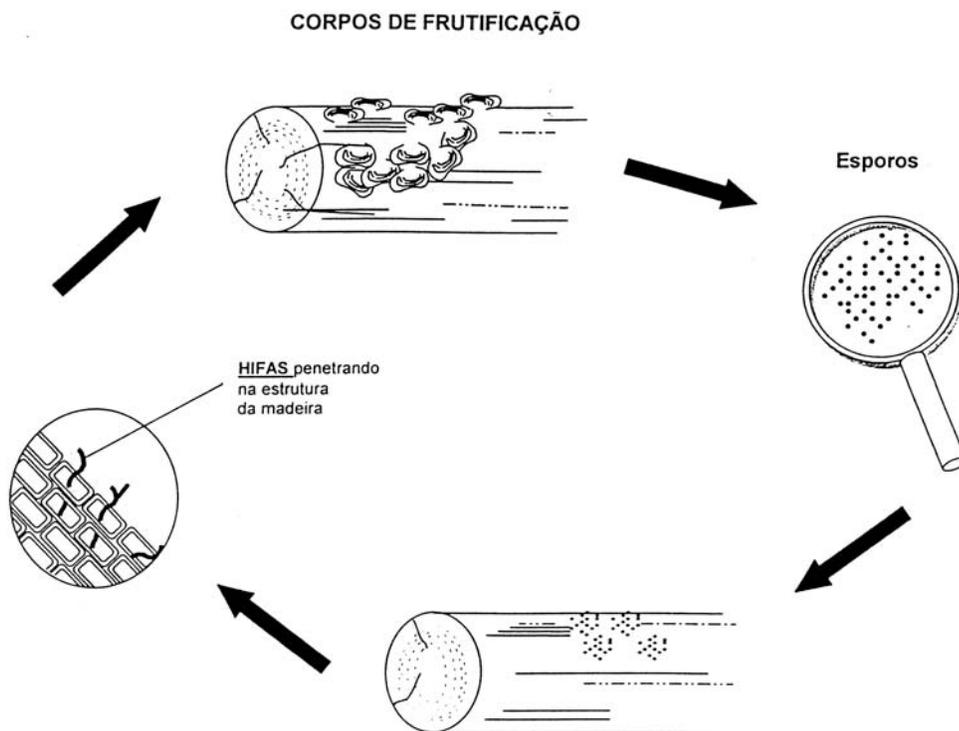


Figura 5.18 – Ciclo de vida dos fungos
 FONTE: Manual da Montana (2000, p. 25)

Os fungos mais comuns são os emboloradores, os manchadores e os apodrecedores que

subdividem-se em fungos de podridão branca, parda e mole. Em todos os casos existe substancial diminuição na resistência da peça, sendo esta redução dependente do grau de ataque.

A madeira decomposta torna-se escura e mole, perdendo resistência como é observado nas Fig. 6.19 e 6.51. Pode ser facilmente detectada com a penetração de uma lâmina. Para evitar este problema, algumas precauções podem ser tomadas ainda em fase de projeto acompanhadas com um programa de manutenção estrutural, sendo entre outras as mais comuns, deixar espaços entre peças justapostas, para facilitar a secagem e drenar as áreas de apoio evitando retenção de água. Uma técnica também utilizada é a impregnação sob pressão da madeira com substâncias fungicidas.

5.5.2.3 Ataque de bactérias

A instalação das bactérias na madeira efetua-se por elevado teor de umidade caracterizando um ataque comum em madeiras submersas ou em contato com o solo. O Manual da Montana (2000) observa que macroscopicamente as bactérias apresentam pequenas manchas na madeira sendo que em um estado avançado podem provocar aumento de permeabilidade e deixar a madeira mole.

A importância econômica resume-se ao fato de causar aumento da permeabilidade podendo assim proporcionar condições favoráveis a manifestação de fungos, segundo Wood Handbook (1999).

5.5.2.4 Infestação de insetos

Os insetos desenvolvem-se a partir de ovos podendo ter seu crescimento com ou sem metamorfose. Os besouros e brocas em geral não vivem em colônias como os cupins, porém todos os insetos xilófagos tem a característica de construir galerias pela estrutura da madeira

diminuindo a seção resistente podendo provocar sérios acidentes se não detidos segundo o Manual da Montana (2000). A Fig. 5.19 mostra peças de madeira atacadas por insetos.

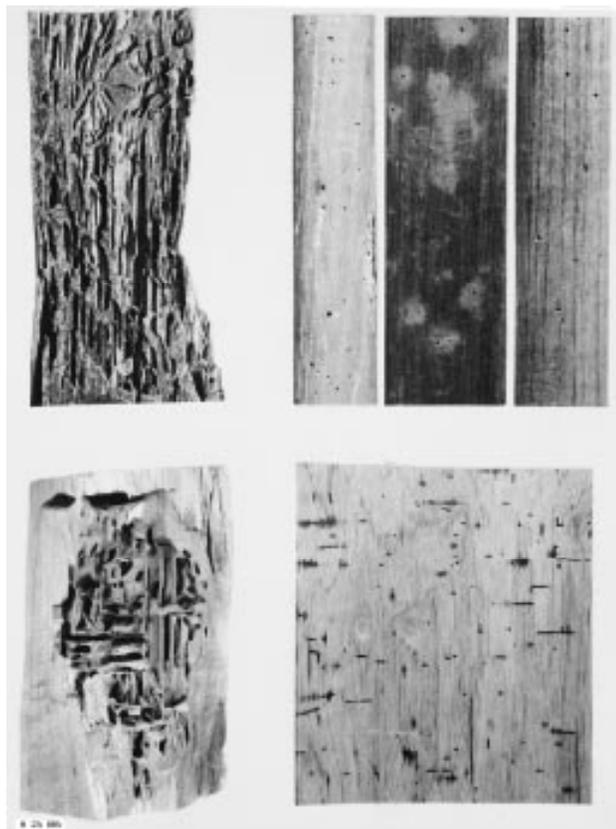


Figura 5.19 – Peça de madeira atacada por besouros

FONTE: Wood Handbook (2000, p. 13-10)

5.5.2.5 Moluscos ou crustáceos marinhos

O ataque por moluscos e crustáceos marinhos ocorre comumente na base engastada ao fundo e na zona de flutuação das marés. Os agentes marinhos de ataque podem ser divididos em incrustadores e perfuradores. Os incrustadores tem como grande representante as cracas que aumentam a resistência da passagem da água na superfície da madeira. Por outro lado os perfuradores abrem canais na madeira que diminuem a resistência da peça sendo os mais comuns

a limnória e os moluscos de conchas que na fase larval instalam-se na madeira.

5.5.2.6 Agentes abióticos

Para Calil *et al* (2003), os agentes abióticos incluem os agentes físicos, mecânicos, químicos e climáticos.

5.5.2.7 Empenamentos e rachaduras provocadas por variações de umidade

Comentado por Pfeil (1983), as variações de umidade da madeira produzem empenamentos e rachaduras. As rachaduras são particularmente importantes nas ligações podendo anular a ação de pregos e parafusos. Desta forma, deve-se evitar o emprego de madeira verde, facilitar a secagem das peças justapostas deixando espaços entre elas e impermeabilizar as extremidades das peças por onde a umidade penetra com maior facilidade. A correção do efeito de rachadura na madeira é feito pela substituição da peça, injeção de resina epóxi ou cintamento com grampos metálicos. (Fig. 5.20)

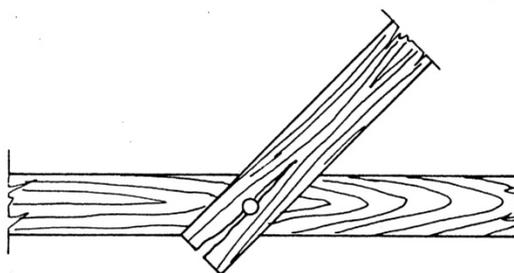


Figura 5.20 – Peça de madeira rachada

FONTE: Pfeil (1984, p. 209)

5.5.2.8 Abrasão mecânica

Sendo um dos grandes agentes de deterioração das pontes de madeira, a abrasão mecânica é causada principalmente pelo atrito dos veículos com as peças de madeira, acarretando a diminuição de seção é o mais importante. Calil *et al* (2003) afirmam que nas pontes o tabuleiro e os guarda rodas são as peças mais afetadas.

5.5.2.9 Corrosão de peças metálicas

A degradação da madeira por corrosão de elementos metálicos é muitas vezes negligenciada em pontes. Pode ser significativa em muitas situações em especial em pontes de regiões marinhas. O produto da corrosão afeta as células da madeira sendo que a madeira assim deteriorada adquire coloração escura e há diminuição na sua resistência devido a hidrólise da celulose causada pela acidez do ânodo. Pode ser evitada com a utilização de conectores galvanizados ou não ferrosos.

5.5.2.10 Degradação fotoquímica

A ação dos raios ultravioletas do Sol degrada quimicamente a lignina que, segundo Calil *et al* (2000), age como um cimento dando ligação entre as cadeias de celulose que dão rigidez e dureza ao material. Porém, este efeito é de pequena intensidade não sendo expressivo em peças onde a camada superficial não é removida constantemente.

5.5.2.11 Degradação química

Em casos isolados, a presença de ácidos ou bases fortes podem causar dano à madeira causando esbranquiçamento (ataque por bases) e perda de massa e de resistência com mudança de cor tornando-se escura (ataque de ácidos).

5.5.2.12 Degradação devido a altas temperaturas

Dinwoodie (2000) comenta que altas temperaturas provocam redução na resistência da peça. Pesquisas apontam que a exposição durante um mês a uma temperatura de 120°C diminui 10% na resistência. Já em uma temperatura de 140°C esta redução é observada em apenas uma semana. Ensaio com temperaturas entre 20°C e 90°C indicam que a partir de 65°C existem efeitos deletérios a madeira.

5.5.2.13 Patologias por deformações excessivas e instabilidade

Segundo Pfeil (1983), as vigas de madeira, com vãos médios e grandes, apresentam grandes flechas quando solicitadas. Estas deformações excessivas podem gerar a instabilidade do conjunto quando ha corte ou falta de barras de contraventamento de acordo com Calil *et al* (2003). Outro efeito que provoca deslocamentos exagerados são a secagem e a fluência da madeira.

5.5.2.14 Remoção da madeira

A remoção da madeira por reformas ou implantação de instalações sem correta verificação das influências destas medidas na estrutura, pode acarretar em sérios prejuízos à estrutura reduzindo a capacidade de carga.

5.5.2.15 Fraturas incipientes

Podem ocorrer fraturas nas peças de madeira quando solicitadas por uma carga elevada. Sendo raras e de difícil percepção, necessita-se de um especialista para a identificação e avaliação da estrutura.

5.5.2.16 Danos devido ao fogo

A reação ao fogo, conforme Pinto (2005), é definida como todas as transformações físicas e químicas sofridas por material em exposição ao fogo incontrolado. A madeira entra em combustão num aquecimento com chamas entre 260 e 290°C. Já num aquecimento sem chamas a combustão inicia-se entre 360°C e 470°C com um aquecimento rápido de 2 a 3min como comentado na publicação do LaMEM – EESC USP (1984).

O fluxo térmico na madeira ocorre por radiação, condução e convecção de calor pelo ar contido no lúmen das células, sendo os dois últimos mecanismos de maior representação na transferência de calor segundo Pinto (2005).

Em exposição ao fogo, a madeira apresenta uma camada superficial carbonizada que possui avanço desacelerado pela baixa condutividade térmica da madeira. Atenção deve ser dada aos conectores metálicos que transferem calor ao interior da peça podendo, nestas regiões, ser esperada maior deterioração. A Fig. 5.21 indica as camadas de uma peça carbonizada. Na camada mais externa a madeira está carbonizada, na segunda camada existe uma zona de transição sendo que interiormente a madeira está sã.



Figura 5.21 – Demonstração do efeito do fogo na madeira

FONTE: Pinto (2005, p. 35)

Um procedimento analítico completo para projeto de estruturas de madeira em situação de incêndio, deveria levar em consideração o comportamento do sistema estrutural em temperaturas elevadas, a potencialidade do calor ao qual a estrutura está exposta e os efeitos benéficos de sistemas de proteção contra incêndio, de acordo com o Eurocode 5 (2003).

5.5.3 Recomendações da NBR 7190:1997 – Projeto de estruturas de madeira

A ABNT (NBR 7190:1997) estabelece situações de risco para a biodeterioração da madeira. O projetista deve indicar um tratamento adequado em cada situação. Conforme Calil *et al* (2003), quatro preservativos são responsáveis por cerca de 80% da madeira tratada no mundo os quais são o creosoto, pentaclorofenol, CCA (sais de cromo – cobre – arsênio) e CCB (sais de cromo – cobre – boro). As referidas situações são:

Situação 1: caracterizada pelas condições em que a madeira está inteiramente protegida das intempéries e não sujeita à reumidificação.

Situação 2: caracterizada pelas condições em que a madeira está inteiramente protegida das intempéries, mas sujeita a reumidificação ocasional.

Situação 3: caracterizada pelas condições em que a madeira não está protegida das intempéries, ou está protegida, mas sujeita a reumidificação freqüente.

Situação 4: caracterizada pelas condições em que a madeira está permanentemente em contato com o solo ou com água doce.

Situação 5: caracterizada pelas condições em que a madeira está permanentemente em contato com água salgada.

Na Tab. 5.9 estão indicados os principais agentes biológicos de deterioração da madeira em função da situação de risco.

Tabela 5.9 - Agentes biológicos em função das situações de risco de deterioração

Situação de risco	Agentes biológicos (P = Presente; L = Pontos Localizados)				
	Fungos Apodrecedores	Fungos manchadores e Emboloradores; Azulão	Insetos		Furadores Marinhos
	Basídio Micetos		Besouros	Cupins	
1	-	-	L	L	-
2	P	P	L	L	-
3	P	P	L	L	-
4	P	P	L	L	-
5	P	P	L	L	P

FONTE: Adaptado da NBR 7190:1997.

5.8 Pontes de aço

O emprego do aço na construção de pontes data dos primórdios do desenvolvimento da técnica destas obras como comentado por Mason (1976). As estruturas metálicas têm sido utilizadas em escala industrial a partir de 1750, sendo que a fabricação de perfis no Brasil começou em 22 de junho de 1946, quando a Companhia Siderúrgica Nacional (CSN) deu a primeira corrida conforme Pinheiro (2005) e Dias (1993).

Dias (1997), apresenta o aço estrutural como uma liga metálica composta principalmente de ferro e de pequenas quantidades de carbono (de 0,002% até 2,0%) com propriedades de resistência e de ductilidade. Ligas especiais e aditivos são largamente utilizados sendo especialidades da Engenharia Siderúrgica.

Muito utilizadas na construção de pontes de pequeno e médio porte, as vigas mistas de aço e concreto são constituídas pelos dois materiais mais comuns da fabricação de pontes, como comentado por Pinho e Bellei (2007). Queiroz *et al* (2001) afirmam que a integração entre o concreto e o aço pode se dar por meios mecânicos, atrito ou em alguns casos por simples aderência e repartição de cargas.

Pinho e Bellei (2007) classificam os aços empregados na construção de pontes em duas grupos.

1º) Aços carbono ou de média resistência: estes aços apresentam boa soldabilidade e possuem baixo teor de carbono. Os aços deste grupo são MR-250 (Norma Brasileira), ASTM A36 (Norma Americana) e St-37 (Norma Alemã).

2º) Aços de alta resistência e baixa liga: Pode ter alta resistência à corrosão sendo que a maior parte das pontes brasileiras atuais utilizam este aço. Os aços deste grupo são ASTM A572, ASTM A588, USI-SAC, COSACOR.

O emprego dos diversos tipos de aço depende da análise da resistência estrutural necessária e dos custos relativos para uma análise econômica. Na Tab. 5.10 são apresentadas as relações entre custos e resistência.

Tabela 5.10 – Comparativo de Custo x Resistência dos aços estruturais

Aço	f_y (kN/cm ²)	Custo	Resistência	Custo/Resistência
Chapas				
A36	25	1,0	1,0	1,0
A572 G50	35	1,15	1,39	0,83
A588	35	1,33	1,39	0,96
USI-300	30	1,05	1,20	0,88
COSACOR 400	30	1,05	1,20	0,88
Perfis				
A572 G50	35	1,0	1,39	0,72

FONTE: Pinho e Bellei (2007), p31.

5.6.1 Mecanismos de formação e manifestação das patologias nas estruturas de aço

As principais falhas encontradas em estruturas de aço são as seguintes:

- ✓ oxidação causada por umidade e/ou agentes agressivos;
- ✓ deformações causadas por sobrecarga e má utilização;
- ✓ deformações causadas por deficiência de contraventamento;
- ✓ deformações causadas por efeitos térmicos;
- ✓ defeitos causados por efeito de incêndio;
- ✓ fissuras causadas por concentração de tensões e/ou fadiga;
- ✓ defeitos de solda;
- ✓ danos causados por colisões.

5.6.1.1 Oxidação do metal

Pannoni (2004) afirma que os fenômenos de corrosão de metais envolvem uma grande variedade de mecanismos geradores que podem ser reunidos em quatro grupos: corrosão em meios aquosos (90%); oxidação e corrosão quente (8%); corrosão em meios orgânicos (1,8%); corrosão por metais líquidos (0,2%).

A causa mais freqüente de deterioração das estruturas metálicas é a oxidação do aço, conforme Pfeil (1983). A corrosão das estruturas de aço é classificada conforme Fig. 5.15. Exemplos da corrosão do aço podem ser observados nas pontes 2 e 5 no capítulo 6.

A corrosão do aço é um efeito eletroquímico, no qual existe uma reação química associada a um potencial elétrico. Para que a corrosão do aço se estabeleça é necessária a presença de um eletrólito (água), oxigênio e um diferencial de potencial elétrico. Este diferencial é criado quando átomos de ferro deixam a barra para diluírem-se na água, deixando a barra com uma carga negativa e a solução aquosa com carga positiva gerada pelos íons Fe^{++} . Como a reação de corrosão é dada por uma célula galvânica, pode ser esquematizada pela Fig. 5.22. A peculiaridade agora é que, a própria peça possui o ânodo (deposição de ferrugem $Fe(OH)_3$) e o cátodo (liberação do íon Fe^{2+}) como mostra a Fig. 5.23.

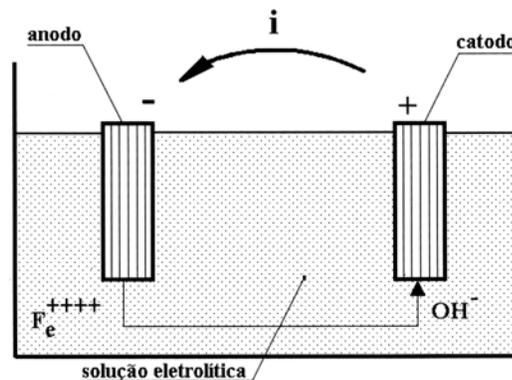


Figura 5.22 – Formação da semipilha eletrolítica

FONTE: Souza e Ripper (1998, p. 67)

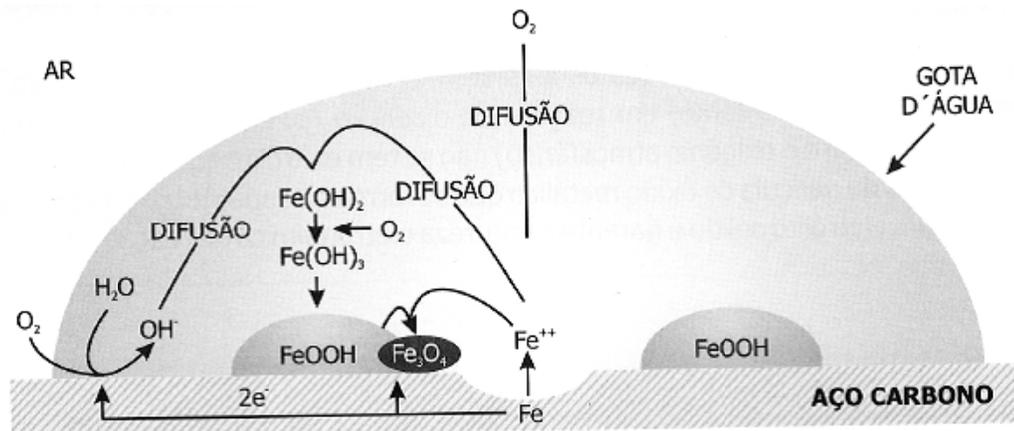


Figura 5.23 – Célula de corrosão

FONTE: Pannoni (2004, p. 16)

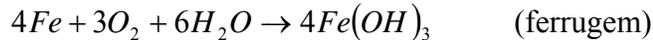
Na zona anódica, o ferro perde elétrons, ocasionando a dissolução do metal:



Nas zonas catódicas, em meios neutros e aerados, ocorre:



A formação da ferrugem é dada por:



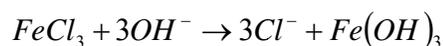
A corrosão pode ser acelerada por agentes agressivos presentes no ambiente como os sulfetos, cloretos, nitritos, gás sulfídrico, cátion amônio, os óxidos de enxofre e a fuligem. Dentre estes agentes os que mais se destacam são os cloretos e sulfatos.

a) Cloretos (Cl^-)

Os cloretos atacam o aço pela equação:



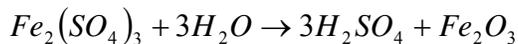
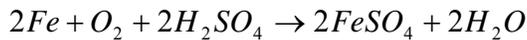
Logo depois, esta reação é desfeita pelas hidroxilas OH^- , liberando novamente o cloreto formando a ferrugem.



Esta reação não consome o cloreto. Por este motivo, uma pequena quantidade de cloretos pode ocasionar uma grande corrosão.

b) Sulfatos (SO_4^{-2})

As equações químicas do ataque dos sulfatos ao aço são:



Estas reações continuam sem consumir o íon sulfato, proveniente de ácidos, sendo as formas $FeSO_4$ e $Fe_2(SO_4)_3$, instáveis e intermediárias sendo que a forma Fe_2O_3 é um óxido componente da crosta denominada de ferrugem.

O meio comumente empregado para combater a oxidação de aço é a pintura, que deve ser aplicada a intervalos máximos de 5 a 10 anos, dependendo do meio ambiental. Os critérios para a correta aplicação de pinturas são apresentados por Gnecco *et al* (2003).

Além da pintura, é essencial o cuidado com uma boa drenagem, evitando-se a acumulação de água em qualquer parte da estrutura.

O grau de oxidação pode ser classificado em três categorias:

- ✓ leve ou superficial – oxidação apenas superficial, sem redução da área da seção;
- ✓ moderada ou média – manifestam-se áreas definitivas de corrosão, formando-se pequenas escamas;
- ✓ severa ou forte – corrosão avançada, penetrando no metal, podendo culminar na perfuração da peça.

Em zonas marítimas, são mais atacadas as peças situadas em faixas de flutuação de maré, ou sujeitas a molhamentos regulares. as cabeças de parafusos e regiões soldadas costumam também ser atacadas por corrosão.

5.6.1.2 Deformações causadas por sobrecargas excessivas

As peças sujeitas a tensões muito elevadas podem atingir seu limite de escoamento, produzindo-se então deformações permanentes visíveis, diz-se assim que a peça sofreu uma deformação plástica. As deformações permanentes constituem um precioso aviso de incidência de sobrecargas.

O Manual do DNIT (2004) aponta que as peças com deformação plástica apresentam dois comportamentos. Na tração percebe-se um alongamento, já na compressão o efeito é mais crítico pois conduz a flambagem local ou global da estrutura.

5.6.1.3 Deformações causadas por deficiência de contraventamento

A deficiência do contraventamento em estruturas de aço pode dar origem a deslocamentos transversais, de extrema gravidade, que conduzem ao colapso por flambagem. Outro fenômeno associado a deficiência de contraventamento é a vibração excessiva segundo Rodrigues (2008).

5.6.1.4 Deformações causadas por efeitos térmicos

Conforme Pfeil (1983) as variações de temperatura agem nas estruturas causando movimentos de alongamento e encurtamento. Quando esses movimentos são impedidos pelo mau funcionamento dos apoios, surgem elevadas tensões no material, podendo ser ultrapassado o limite de escoamento, principalmente em estruturas hiperestáticas, resultando então deformações plásticas. Este efeito é combatido por meio de folgas entre apoios e encontros e aparelhos de apoio com funcionamento adequado.

5.6.1.5 Defeitos causados por efeito de incêndio

Dias (1997) afirma que um dos pontos mais importantes nos projetos de construção civil é reduzir o risco de incêndio, mas caso ele ocorra deve-se aumentar o tempo de início de deformação da estrutura, agregando assim, mais segurança a edificação.

Vargas e Silva (2005) comentam ainda que o risco de incêndio está associado a atividade desenvolvida no edifício, circulação de ar, forma arquitetônica, propriedades térmicas dos materiais e sistemas de segurança contra incêndios.

As temperaturas elevadas acima de 100°C, conforme Pfeil e Pfeil (2000b), tendem a eliminar o limite de escoamento tornando o diagrama tensão-deformação curvo. A Fig. 5.24 mostra a variação do módulo de elasticidade em função da temperatura.

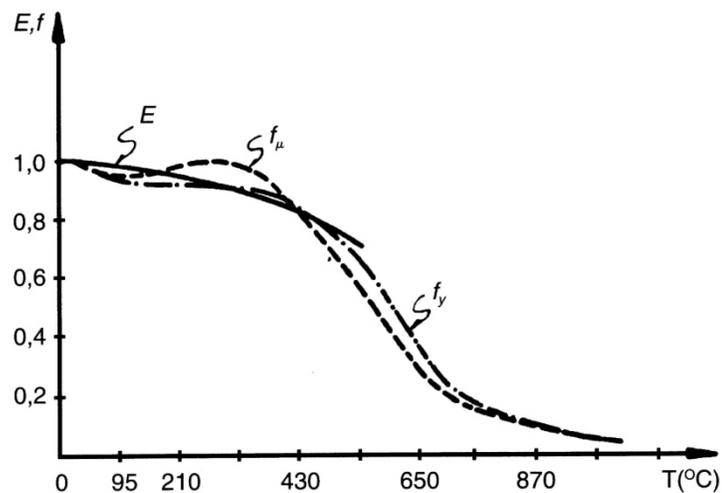


Figura 5.24 – Variação de módulo de elasticidade e resistência com a temperatura

FONTE: Pfeil e Pfeil (2000b, p. 17)

Temperaturas acima de 250 e 300°C, segundo Silva (2001), provocam fluência nos aços, sendo um tratamento térmico o melhor meio de elevar o tempo de resistência de uma peça

em situação de incêndio.

5.6.1.6 Fissuras causadas por concentração de tensões e/ou fadiga

Alguns detalhes inadequados produzem grande concentração de tensões nas peças metálicas, podendo dar origem a trincas no metal. Como exemplos, Pfeil (1983) cita:

- ✓ cantos reentrantes, em ângulo agudo;
- ✓ mudanças bruscas na largura ou espessura de chapa;
- ✓ concentração de soldas.

Fissuras ou trincas de fadiga ocorrem em estruturas submetidas a carregamentos cíclicos como no caso de pontes. Estas variações no carregamento provocam fortes oscilações nas tensões que causam fissuras e trincas. Nos pontos de concentração de tensões, os efeitos de fadiga são mais acentuados. A ABNT (NBR 8800:1986) indica a verificação da fadiga de elementos metálicos de estruturas que apresentem ciclos de carga/descarga maiores que 20000 vezes durante a vida útil. Esta frequência equivale a aproximadamente uma aplicação por dia, durante 50 anos. Nas pontes usuais estes ciclos são de número bem maior ultrapassado mais de 100 aplicações por dia no mesmo período de tempo totalizando mais de 2000000 de ciclos.

As rupturas por fadiga são perigosas e frágeis sendo que alguns dos fatores que provocam trincas e fissuras por fadiga são:

- ✓ Alta frequência de tráfego de caminhões pesados;
- ✓ Grande amplitude na variação de tensões;
- ✓ Tipo de detalhe;
- ✓ Qualidade do material;
- ✓ Qualidade da solda;
- ✓ Idade e histórico de cargas na ponte.

5.6.1.7 Defeitos de solda

A deficiência na solda, seja ela por má execução ou por material inadequado, pode provocar sérios danos à estrutura que podem provocar ruptura frágil. Pinheiro (2005) comenta que a obtenção de solda de qualidade está relacionada com:

- ✓ A forma correta do entalhe respeitando-se os desenhos de projeto;
- ✓ Homogeneidade do metal depositado
- ✓ Perfeição entre metal depositado e metal base;
- ✓ Soldadores qualificados;
- ✓ Eletrodos de qualidade;
- ✓ Materiais perfeitamente soldáveis;
- ✓ Controle de soldas através de raios-X e ultra-som.

As peças soldadas podem também apresentar fissuras, em decorrência de má execução ou de má soldabilidade do material.

5.6.1.8 Danos caudados por colisões

O Manual do DNIT (2004) indica que os danos provocados por colisões em estruturas de aço são facilmente visíveis porém só poderão ser corretamente avaliados após a total remoção dos detritos que impeçam um exame acurado do aço.

5.6.1.9 Danos caudados por vibrações excessivas

O uso de estruturas de pisos com vãos grandes e amortecimento reduzido pode resultar em vibrações que causem desconforto. O projeto de revisão da ABNT (NBR 8800) aberto para consulta nacional em março de 2008, indica que o problema da vibração deve ser considerado no projeto da estrutura por meio de análise dinâmica, levando-se em conta ao menos:

- ✓ As características e a natureza das excitações dinâmicas;

- ✓ Os critérios de aceitação para conforto humano em função do uso e ocupação das áreas do piso;
- ✓ A frequência natural da estrutura do piso;
- ✓ A razão de amortecimento modal;
- ✓ Os pesos efetivos do piso.

Os efeitos deletérios da vibração podem ser traduzidos em desconforto ao usuário e risco de ruptura da estrutura por efeito cíclico gerando fadiga.

5.7 Aparelhos de apoio

As patologias nos aparelhos de apoio prejudicam os movimentos das vigas sob efeito de variações de temperatura, frenagem e aceleração, podendo dar origem a elevadas tensões na estrutura.

De acordo com o Manual do DNIT (2004) os aparelhos de apoio devem estar corretamente alinhados, livres de detritos e em correto contato. Devem ainda estar firmemente fixados, sem folgas. Comumente as desordens encontradas dependem do tipo de apoio utilizado.

As possíveis patologias dos aparelhos de apoio podem estar nos seguintes itens:

- ✓ Capacidade do aparelho de apoio de movimentar-se livremente para variações de temperatura;
- ✓ Posicionamento do aparelho de apoio e a posição relativa de seus elementos componentes;
- ✓ Movimentações indesejadas;
- ✓ Eventuais existências de fraturas, fissuras ou deformações nos elementos do aparelho de apoio;
- ✓ Eventuais fissuras nos berços de apoio dos aparelhos bem como na infra e superestruturas;
- ✓ Falhas na ancoragem dos aparelhos de apoio;

- ✓ Deficiência na proteção anti-corrosiva;
- ✓ Falta de estanqueidade das juntas da superestrutura sobre aparelhos de apoio, quando estas existirem.

5.8 Fundações e encontros

As fundações e encontros podem apresentar estados patológicos devido a causas semelhantes descritas à seguir.

5.8.1 Movimentação vertical

A movimentação vertical consiste no recalque das fundações ou encontros. Pfeil (1983) afirma que os recalques mais importantes dos solos de fundação são decorrentes da consolidação de camadas de argila mole.

Segundo o Manual do DNIT (2004) um pequeno recalque uniforme é facilmente absorvido pela estrutura mas, quando o recalque acontece em um ou mais apoios e nos encontros pode comprometer seriamente o comportamento estrutural dependendo do sistema estrutural da ponte.

Entre as causas mais comuns para os recalques estão as patologias dos aparelhos de apoio, assentamentos do solo das fundações e a erosão do solo que sustenta os encontros.

Os seguintes indicadores podem auxiliar na determinação de um estado patológico devido a recalques:

- ✓ Aberturas exageradas e maiores que as indicadas em projeto na junta entre a ponte e o encontro e na junta entre o encontro e a laje de transição;
- ✓ Acompanhamento da evolução de trincas;

- ✓ Verificação do nivelamento da ponte e dos encontros;
- ✓ Sinais de erosão (ver ponte 8 no capítulo 6);
- ✓ Verificação das juntas das alas com o encontro.

5.8.2 Movimentação lateral

As movimentações horizontais acontecem sempre que as forças verticais, através de suas componentes horizontais, não são suficientes para combater a ação de empuxos de terra e da sobrecarga das reações do estrado. Ruptura e consolidação do solo associado a infiltrações são as principais causas da movimentação dos encontros.

5.8.3 Movimentação rotacional

O movimento rotacional resulta, em grande parte, no assentamento ou recalques assimétricos ou de movimentos laterais. Podem ocorrer rotações por:

- ✓ Descalçamento das fundações;
- ✓ Saturação dos aterros de acesso;
- ✓ Erosão;
- ✓ Dimensionamento inadequado da estrutura de contenção.

O procedimento indicado pelo Manual do DNIT (2004), para a avaliação de rotações, consiste em:

- ✓ Verificar com fios de prumo o alinhamento das paredes do encontro;
- ✓ Verificar a abertura das juntas de dilatação entre a ponte e os encontros;
- ✓ Analisar o funcionamento da drenagem;
- ✓ Mapear o comportamento das trincas existentes e o aparecimento de novas trincas.

5.8.4 Deterioração dos materiais da fundação e/ou encontros

A deterioração de fundações e encontros pode estar relacionada com a deterioração de seus materiais constituintes.

5.9 Pista de rolamento

As falhas na pista de rolamento são as que apresentam maior interferência com o fluxo e a segurança do tráfego.

Entre as principais deficiências encontradas na literatura técnica estão:

- ✓ falta de caimento para escoamento de águas pluviais (ver ponte 4 no capítulo 6);
- ✓ irregularidades ou rupturas da camada de revestimento ou pavimentação;
- ✓ falhas nas juntas do tabuleiro;
- ✓ desnível na transição do tabuleiro para o terrapleno;
- ✓ efeitos da erosão sobre o aterro.

As patologias nas pistas de rolamento como ressaltos, depressões, desníveis de juntas, etc, produzem importantes efeitos dinâmicos, conforme Pfeil (1983). Estes efeitos são denominados de *impacto* e aumentam as solicitações das cargas móveis.

Atenção especial deve ser dada aos recapeamentos para corrigir as falhas superficiais da pista de rolamento. Este tipo de correção produz aumentos no peso próprio, a menos que as camadas anteriores de pavimentação sejam previamente removidas.

Conforme Pfeil (1983) as juntas de dilatação podem apresentar patologias como:

- ✓ junta aberta: desgaste e quebra do concreto ou desprendimento das cantoneiras de aço ancoradas ao concreto pelo impacto dos veículos;
- ✓ junta revestida: a chapa de revestimento da junta é solta pelo impacto dos

veículos;

- ✓ junta com lâmina de vedação: pode haver acúmulo de sujeira na junta, com conseqüente expulsão do material durante a dilatação da estrutura.

5.10 Alterações nos cursos d'água

As alterações dos cursos d'água devem ser controladas pois podem provocar efeitos deletérios e até mesmo a ruína da ponte por solapamento conforme o Manual do DNIT (2004) e Gusmão (2003). Entre as principais alterações dos cursos d'água destacam-se:

- ✓ Erosão das margens;
- ✓ Desalinhamento do canal;
- ✓ Diminuição ou aumento da seção de vazão;
- ✓ Erosão do fundo.

5.11 Manutenção e inspeção de pontes

A manutenção e inspeção de pontes tem sido a preocupação de órgãos públicos e privados por ser de comum consentimento que estas medidas minimizam prejuízos de grandes reformas e acidentes.

O antigo DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem) publicou em 1980 o primeiro manual de inspeção de pontes rodoviárias de autoria do Prof. Walter Pfeil. Neste manual são apresentados de forma resumida os elementos das pontes rodoviárias, estruturas das pontes rodoviárias, falhas estruturais e instruções para as inspeções rotineiras das pontes. Em 2004, o DNIT (Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes) revisou e ampliou o manual de inspeção de pontes rodoviárias apresentando um conteúdo extenso que discorre desde as habilidades de um inspetor até a execução de inspeções submersas. Outros manuais de inspeção podem ser encontrados com as concessionárias que administram algumas estradas no Brasil como

exemplo, o manual de Controle das Condições Estruturais, Funcionais e de Durabilidade das Obras de Arte Especiais da ARTESP.

5.11.1 Tipos de inspeção

No Manual de Inspeção de pontes Rodoviárias – DNIT (2004) são apresentadas cinco inspeções de pontes rodoviárias:

1) **Inspeção cadastral:** realizada logo após a construção da ponte e deve levantar os dados de projeto e execução com fotos e identificação. Deve ser realizada quando for feita alteração sensível na obra como um alargamento, reforço, acréscimo de comprimento e mudança no sistema estrutural.

2) **Inspeção rotineira:** realizada em um intervalo de um a dois anos, esta inspeção é destinada a observar qualquer anomalia no comportamento estrutural ou alterações à inspeção cadastral ou a rotineira anterior. São basicamente visuais e não necessitam de equipamento muito complexo.

3) **Inspeção especial:** deve ser realizada em intervalos máximos de cinco anos, em pontes de grande porte e nas de comportamento problemático. Pode ser solicitada por uma inspeção rotineira. Nesta inspeção, o inspetor deve ser altamente minucioso e adquirir um amplo acervo fotográfico.

4) **Inspeção extraordinária:** esta é uma inspeção não programada pois deve ser realizada quando há grandes danos à estrutura provocados pelo homem ou pelo meio ambiente.

5) **Inspeção intermediária:** é uma inspeção realizada para verificar algum efeito do qual se tenha suspeita como um recalque de fundação, uma erosão incipiente, um encontro parcialmente descalçado ou o estado de um determinado elemento estrutural.

5.11.2 Programas de Manutenção

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

A manutenção estrutural e a prevenção de patologias estão intimamente relacionadas. Infelizmente uma grande parte dos usuários, proprietários e até mesmo técnicos da construção civil não têm tido esta idéia, colocando de forma conjunta a manutenção e a prevenção, para o aumento da durabilidade.

O desgaste de uma estrutura é contínuo por estar sujeita a agentes degradantes e desgastes naturais da sua própria utilização. Com base neste ponto, pode-se adotar dois procedimentos para a manutenção da estrutura como mostra a Fig. 5.25.

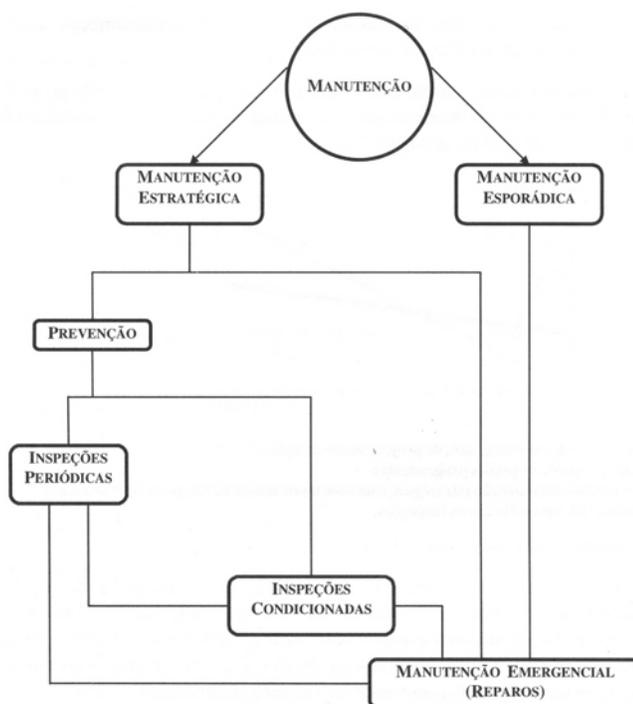


Figura 5.25 – Formas de manutenção estrutural

FONTE: Souza e Ripper (1998, p. 231)

Na manutenção estratégica existe um controle contínuo e planejado de inspeções, limpezas e pequenos procedimentos de reparo para que um estado patológico mais grave não seja estabelecido. Estas inspeções terão como guia um cronograma definido, sendo que eventualmente poderá ser realizada alguma inspeção de cunho condicional e mais aprofundada que as rotineiras. Já, a manutenção esporádica é caracterizada pela ausência de um programa de manutenção e prevenção patológica. Sua ocorrência geralmente é fruto de denúncias e reclamações.

Muitos proprietários e engenheiros, por descuido ou negligência, não tomam conhecimento da elaboração de um programa de manutenção. Muitos ainda justificam-se pela evasiva do excesso de custo de tal programa. É certo que o custo de uma obra e sua manutenção será fruto direto da condição da estrutura, ambiente onde se encontra e importância da mesma. A Fig. 5.26, de maneira geral, apresenta o comparativo de custos da manutenção preventiva com os custos da manutenção corretiva.

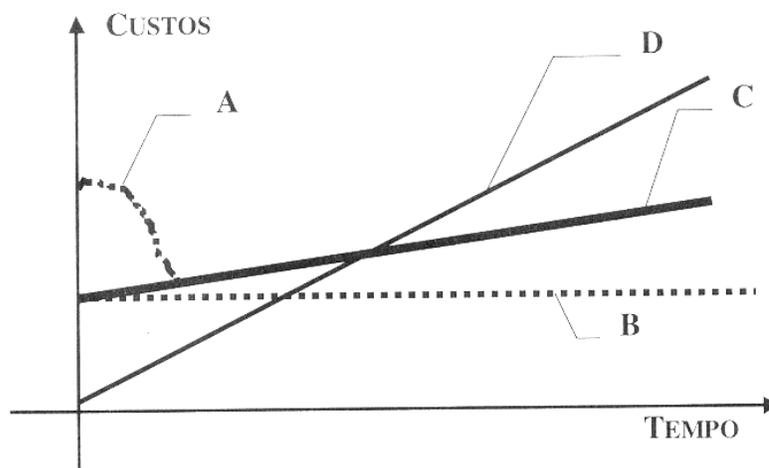


Figura 5.26– Comparação de custos: (A) custo de reparação de efeitos originais, de projeto ou construção; (B) custo fixo de um sistema de inspeções programadas; (C) custo de um sistema de manutenção estratégico, com base nas inspeções programadas; (D) custo da manutenção esporádica, sem inspeções.

FONTE: Souza e Ripper (1998, p. 232)

Por meio da Fig. 5.26 vê-se a vantagem de adotar-se um programa de manutenção preventiva ao analisarem-se os custos decorrentes de tratamentos corretivos.

5.11.3 Avaliação do risco de ruptura devido à presença de patologias

Existem diferentes riscos para cada estrutura em função do grau de patologia que elas apresentam. Cabe ao engenheiro a correta avaliação de cada caso com inspeções especiais. Pfeil (1983) apresenta algumas ocorrências graves em estruturas de aço, madeira e concreto armado ou protendido que podem provocar o colapso.

Estruturas de concreto armado ou protendido

- a) Corrosão avançada das armaduras;
- b) Fissuras de cisalhamento nas proximidades dos apoios;
- c) Má posição ou insuficiências dos apoios;
- d) Fissuras em pilares;
- e) Vigas Gerber fissuradas e esmagadas nos dentes.

Estruturas de madeira

- a) Rachaduras na região das ligações e emendas;
- b) Avançada deterioração não importando a causa;
- c) Apoios insuficientes ou posicionados inadequadamente.

Estruturas metálicas

- a) Corrosão avançada;
- b) Deformações transversais associadas à flambagem;
- c) Deficiência ou ausência de contraventamento;
- d) Fissuras e rachaduras em peças metálicas;
- e) Apoios insuficientes ou posicionados inadequadamente.

6 IDENTIFICAÇÃO DE PATOLOGIAS ESTRUTURAIS, CONTRIBUIÇÕES PARA O TRATAMENTO E ACRÉSCIMO DA DURABILIDADE DE PONTES DA REGIÃO DE CAMPINAS

O correto diagnóstico de uma patologia revelará não somente a causa do problema, mas também os responsáveis para que tal problema tenha ocorrido. Helene (1992) afirma que a identificação do responsável valerá para fins judiciais. O diagnóstico de qualquer patologia deve ser embasado em uma análise profunda da estrutura e o conhecimento adequado dos mecanismos de formação e manifestação das patologias.

A presente pesquisa buscou realizar inspeções visuais em nove pontes de vias coletoras urbanas e rurais na cidade de Campinas – SP. Neste capítulo serão apresentados os dados coletados em cada ponte com ampla documentação fotográfica. A identificação das patologias estruturais e possíveis tratamentos para as mesmas são comentados de maneira breve. Na Tab. 6.1 são apresentadas as principais características de cada uma das nove pontes pesquisadas.

Cabe ressaltar que as contribuições apresentadas neste capítulo não são conclusivas, sendo passíveis de alteração quando da elaboração do projeto de reparo, reforço ou programa de manutenção de cada caso.

Tabela 6.1 – Dados gerais das pontes pesquisadas

Ponte	Sistema estrutural da superestrutura	Geometria	Largura (m)	Comprimento (m)	Material	Classe suspeitada
1	Vigas	Reta Ortogonal	6,20	38,20	Concreto armado	30 ou 45
2	Treliça	Reta Ortogonal	4,00	41,70	Aço/madeira	---
3	Vigas	Reta Ortogonal	4,00	13,00	Madeira/solo	---
4	Vigas	Reta Ortogonal	10,00	27,70	Concreto armado	30 ou 45
5	Vigas	Reta Ortogonal	5,00	13,00	Aço/madeira/solo	---
6	Laje	Reta Ortogonal	8,00	7,50	Concreto armado	30 ou 45
7	Vigas	Reta Ortogonal	4,50	16,00	Madeira	---
8	Vigas	Reta Ortogonal	7,00	16,30	Concreto armado	30 ou 45
9	Vigas	Esconsa	6,00	8,00	Madeira	---

6.1 Ponte 01

Dados gerais:

Localização: Sobre o rio Atibaia no distrito de Sousas.

Sistema estrutural (superestrutura): ponte em vigas.

Geometria: reta ortogonal.

Largura da pista de rolamento: 6,20 m.

Comprimento: 38,20 m.

Material constituinte: concreto armado.

Classe da ponte: suspeita-se TB 30 ou 45.

Construída sobre o rio Atibaia no distrito de Sousas, esta ponte é a principal ligação entre as duas partes do distrito, sem levar em conta o fato de ser um caminho otimizado para chegar ao distrito Joaquim Egidio. A ponte serve de passagem constante de automóveis, ônibus e caminhões, conforme Fig. 6.1 e Fig 6.2.



Figura 6.1 – Vista do tráfego



Figura 6.2 – Vista geral da ponte

A estrutura é de concreto armado, dividida em dois tramos. O tabuleiro cobre um vão de 38,2m e é sustentado pelos encontros e um pilar central que está no meio do rio. A pista de rolamento apresenta largura de 6,2m na qual se apoiam vigas metálicas para a sustentação dos passeios de pedestres com largura aproximada de 2,0m e construídos com tábuas (Fig. 6.3).



Figura 6.3 – Estrutura metálica que sustenta o passeio

Há uma grande quantidade de tubulações fixadas na ponte como visto na Fig. 6.4.



Figura 6.4 – Tubulações fixadas na estrutura

Uma visão inferior da ponte pode ser obtida através da Fig.6.5 Nesta figura nota-se a presença de longarinas com seção variável crescente junto aos apoios (variação devida ao esforço cortante maior nesta região) e transversinas que estão ligadas monoliticamente com a laje do tabuleiro.



Figura 6.5 – Vista inferior da ponte

Dentre os problemas patológicos encontrados está o da vibração excessiva sentida ao ser realizada a inspeção da ponte. Também é observado nas Fig. 6.6 e Fig. 6.7 que o concreto sofre com as infiltrações e com a presença de limo oriundo principalmente pela permeabilidade do concreto e deficiência na drenagem. Também é perceptível, na Fig. 6.6, que existem destacamentos devido a corrosão das armaduras.



**Figura 6.6 – Presença de limo e
destacamento do concreto**



**Figura 6.7 – Presença de limo
por infiltração**

Os perfis metálicos que sustentam a passarela se encontram corroídos mas não em estado avançado conforme Fig. 6.8.



Figura 6.8 – Corrosão na estrutura metálica que sustenta o passeio

Também observa-se na Fig. 6.9 que o concreto do tabuleiro encontra-se desgastado pela intensa abrasão mecânica dos veículos.



Figura 6.9 – Desgaste do concreto da laje do tabuleiro

A madeira que compõem o tabuleiro dos passeios está deteriorada pela ação de fungos e oferece riscos aos pedestres (Fig. 6.10 e Fig. 6.11)



Figura 6.10 – Saliência causada pelo apodrecimento da madeira



Figura 6.11 – Estado de apodrecimento da madeira do passeio

Notou-se ainda (Fig. 6.12), que por se tratar de uma obra antiga, o projeto estabelece o estreitamento da pista, o que causa desconforto ao usuário.



Figura 6.12 – Estreitamento da pista

6.1.1 Sugestões para o tratamento das patologias da ponte 01

Por se tratar de uma estrutura que apresente patologias em grau não avançado, estes problemas podem ser solucionados e deve ser estabelecido um programa de controle e manutenção da estrutura.

O efeito da vibração deve ser corretamente investigado com o auxílio de equipamentos de precisão propondo-se um enrijecimento da estrutura caso seja necessário. As infiltrações no concreto podem ser a causa da corrosão das armaduras que provocaram o destacamento do concreto. Corretos tratamentos de impermeabilização, proteção da superfície do tabuleiro, drenagem e limpeza contribuiriam na prevenção da corrosão, desgaste do concreto e lixiviação. Deve-se ter em mente que neste estágio, a armadura corroída deve ser tratada por meio de processos reconhecidos e amplamente validados no meio técnico científico.

A corrosão dos perfis metálicos exige tratamento do substrato para remoção dos produtos de corrosão e impurezas, bem como aplicação de pinturas anti-corrosivas elevando a durabilidade da estrutura. Já em relação às peças de madeira que estão apodrecidas a substituição

é inevitável, porém deve-se buscar a utilização de madeira tratada.

O estreitamento da pista é um fator que, para sua correção, exige um alargamento da obra. Esta seria a intervenção mais significativa, porém podendo abranger todas os outros tratamentos das patologias.

6.2 Ponte 02

Dados gerais:

Localização: Sobre o rio Atibaia no distrito de Sousas – antiga estrada do bonde.

Sistema estrutural (superestrutura): ponte em treliça.

Geometria: reta ortogonal.

Largura da pista de rolamento: 4,00 m.

Comprimento: 41,70 m.

Material constituinte: aço e madeira.

Classe da ponte: ponte ferroviária, atualmente utilizada para travessia de pedestres.

No antigo caminho do bonde, ao lado da ponte 01, a ponte que servia para a travessia do rio Atibaia, hoje é uma passarela de pedestres mas também ainda utilizada para travessia de motocicletas, conforme ilustrado na Fig. 6.13 e Fig. 6.14.



Figura 6.13 – Vista da entrada da ponte



Figura 6.14 – Vista lateral da ponte

Construída em estrutura metálica e seu tabuleiro constituído de tábuas de madeira, a ponte é formada por treliças de banzos paralelos. A ponte apresenta um único vão com extensão de aproximadamente 41,7m, largura externa de 4,0m e largura interna de 3,3m. A superestrutura contém perfis metálicos servindo como longarinas e transversinas, sobre as quais está o tabuleiro em tábuas de madeira dispostas no sentido longitudinal da passarela, conforme ilustrado na Fig. 6.15 e Fig.6.16.



Figura 6.15 – Longarinas metálicas



Figura 6.16 – Tabuleiro de madeira

Nota-se ainda que o banzo superior é formado por perfis I justapostos ligados por chapas metálicas rebitadas formando uma seção caixão de 35cmx33 cm. Na região dos apoios os perfis do banzo superior descem como diagonais que se encontram com o banzo inferior sobre nós apoiados em encontros constituídos de blocos de pedras assentados com argamassa (Fig. 6.17).



Figura 6.17 – Encontros de blocos de pedra assentados com argamassa

Percebe-se que há graves patologias que podem provocar o colapso parcial ou total da estrutura. Os estados patológicos que se sobressaem são a corrosão acentuada das chapas metálicas e o avançado grau de deterioração da madeira do tabuleiro como mostram as Fig. 6.18 e Fig. 6.19. A estrutura alcançou esse quadro patológico principalmente pela não manutenção.



Figura 6.18 – Corrosão avançada do aço



Figura 6.19 – Apodrecimento do tabuleiro de madeira

Verificou-se uma acentuada corrosão do metal sendo que, esse estado de corrosão, é perceptível por praticamente todas as seções da ponte (Fig. 6.20) e gradualmente causa a redução das seções transversais resistentes desses perfis.



Figura 6.20 – Corrosão avançada dos perfis metálicos

As pranchas que constituem o tabuleiro também sofrem apodrecimento pelo acúmulo de

umidade (Fig 6.21). A água de chuva que passa pelas frestas das juntas do tabuleiro alcança tanto as transversinas quanto as longarinas, permanecendo, então, parte dela retida nas regiões de contato dessas peças, e assim propiciando uma degradação mais rápida. Pelas características da construção percebe-se que foi bem projetada dispo de contraventamentos nas quatro faces de acordo com as Fig. 6.22.



Figura 6.21 – Apodrecimento da madeira do tabuleiro por acúmulo de umidade



Figura 6.22 – Vista dos contraventamentos da estrutura

6.2.1 Sugestões para o tratamento das patologias da ponte 02

Esta ponte faz parte do patrimônio histórico da cidade de Campinas e apresenta risco à população. Por estes fatos é essencial uma rápida intervenção. A corrosão dos perfis metálicos exige tratamento do substrato para remoção dos produtos de corrosão e impurezas, bem como aplicação de pinturas anti-corrosivas nas seções onde não se faz necessária a substituição do material. A substituição de boa parte do tabuleiro por peças de madeira tratada também se faz necessária.

6.3 Ponte 03

Dados gerais:

Localização: Estrada de Joaquim Egídio, próxima ao parque do Ribeirão das Cabras.

Sistema estrutural (superestrutura): ponte em vigas.

Geometria: reta ortogonal.

Largura da pista de rolamento: 4,00 m.

Comprimento: 13,00 m.

Material constituinte: madeira e solo.

Localizada próxima ao parque do Ribeirão das Cabras, na estrada de Joaquim Egídio, a terceira ponte tem seu trânsito constituído principalmente de carros e pequenos caminhões, pois a região é de atividade agrícola. A ponte apresenta vão com extensão de aproximadamente 13,0m, largura da pista de rolamento 4 metros. A superestrutura é composta por toras de madeiras em suas longarinas e transversinas, sobre as quais um piso com uma camada de solo compõe o tabuleiro. A ponte é apoiada em encontros de pedra que servem para a contenção de terra também (Fig. 6.23 a Fig. 6.26).



Figura 6.23 – Encontro de pedras



Figura 6.24 – Vista geral da ponte



Figura 6.25 – Pista de rolamento



Figura 6.26 – Toras que compõem a superestrutura

O estado de conservação das toras de madeira presente nessa ponte é crítica, encontra-se em situação de deterioração preocupante. Embora tenha sido posicionada uma lona plástica entre a madeira e o solo, a madeira está em crescente estado de apodrecimento por haver presença de umidade, o que é um ambiente propício para o ataque de fungos, como mostra a Fig. 6.27 e 6.28.



Figura 6.27 – Deterioração da madeira



Figura 6.28 – Avançado grau de apodrecimento da madeira

O solo que está sobre a estrutura representa uma sobrecarga que deve ser considerada em projeto. As defensas rodoviárias são feitas de madeira mas não são resistentes a colisão de veículos. Percebe-se um pronunciado deslocamento no meio do vão que pode também ser um desvio inicial na anatomia da tora como notado da Fig. 6.29.



Figura 6.29 – Deformação excessiva no meio do vão da ponte

6.3.1 Sugestões para o tratamento das patologias da ponte 03

A estrutura desta ponte pode ser substituída por uma estrutura mista de concreto/aço ou estrutura de madeira. Eliminar o revestimento de terra e substituí-lo por um tabuleiro que contribui na resistência, traria benefícios como maior capacidade de carga e eliminaria problemas como vegetação sobre a ponte e retenção de umidade, que causa o apodrecimento das toras de madeira. Um exemplo de estrutura para substituição é encontrado no anexo.

6.4 Ponte 04

Dados gerais:

Localização: Travessa da estrada da Rhodia em Barão Geraldo.

Sistema estrutural (superestrutura): ponte em vigas.

Geometria: reta ortogonal.

Largura da pista de rolamento: 10,00 m.

Comprimento: 27,70 m.

Material constituinte: concreto armado.

Classe da ponte: suspeita-se TB 30 ou 45.

Localizada em uma travessa da estrada da Rhodia em Barão Geraldo, a ponte serve como ligação a zonas agrícolas, o que a torna também um local de passagem constante de caminhões como podemos ver na Fig. 6.30.



Figura 6.30 – Vista do tabuleiro da ponte

Toda sua estrutura é de concreto armado. Junto aos encontros estão posicionados dois pilares circulares que sustentam as vigas do tabuleiro as quais possuem pequeno balanço até a cabeceira como mostra a Fig. 6.31. O vão é de 27,7m, largura da pista de rolamento de 10,0m e largura das duas pistas de passeio para pedestres de 1,10m cada.



Figura 6.31 – Vista dos pilares de sustentação e das vigas principais

A ponte não apresenta patologias estruturais visíveis com exceção da deterioração do guarda-corpo que está com as armaduras corroídas e portanto provocaram o lascamento do concreto como observado na Fig. 6.32.



Figura 6.32 – Deterioração do guarda-corpo por corrosão

Apesar de não apresentar grandes patologias, a ponte tem manutenção precária pois a vegetação ribeirinha invade as cabeceiras e há um acúmulo de terra e sedimentos sobre a pista que podem provocar acidentes (Fig. 6.33).



Figura 6.33 – Tabuleiro com presença de solo e lama

6.4.1 Sugestões para a prevenção de patologias da ponte 04

Esta ponte necessita de um programa de manutenção para que as impurezas sejam retiradas e a drenagem possa funcionar como previsto evitando acidentes e infiltrações. É necessário o tratamento das armaduras dos guarda-corpos garantindo maior durabilidade a estes elementos.

6.5 Ponte 05

Dados gerais:

Localização: Próxima a estrada de Joaquim Egídio.

Sistema estrutural (superestrutura): ponte em vigas.

Geometria: reta ortogonal.

Largura da pista de rolamento: 5,00 m.

Comprimento: 13,00 m.

Material constituinte: aço, madeira e solo.

Esta ponte está localizada próxima à estrada de Joaquim Egídio e serve de ligação à estação ambiental do distrito, além de ligar sítios e chácaras agrícolas da região. Portanto, tem como principal trânsito automóveis e até pequenos caminhões. A ponte foi construída com longarinas metálicas e toras de madeiras nas transversais (Fig. 6.34) que apóiam o tabuleiro composto por uma camada de solo. Os encontros são constituídos de blocos de pedra ligados por argamassa. A ponte possui um vão de aproximadamente 13,0 m e largura de rolamento de 5,0m.

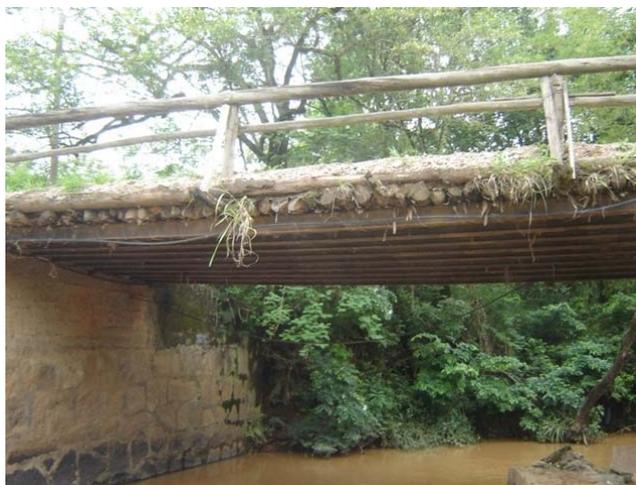


Figura 6.34 – Vista geral da ponte

Na Fig. 6.35 e Fig. 6.36 observa-se que essa ponte está com os perfis metálicos “I” em estado de extrema corrosão que já perderam considerável parcela da seção transversal na região tracionada.



Figura 6.35 – Corrosão dos perfis



**Figura 6.36 – Avançado grau de
corrosão das longarinas**

As toras de madeira transversais também se encontram de maneira precária, com grandes sinais de apodrecimento pela presença contínua de umidade que fica retida na camada do solo que serve de tabuleiro, como mostra a Fig. 6.37.



Figura 6.37 – Apodrecimento das toras de madeira que dão sustentação ao solo

Outro problema encontrado está nos encontros que apresentam fissuras visíveis indicando maiores sobrecargas do que as previstas conforme a Fig. 6.38. Os encontros estão parcialmente descalçados devido a erosão e má execução como mostra a Fig. 6.39.



Figura 5.38 – Rachaduras nos encontros indicando excesso de sobrecarga



Figura 6.39 – Encontro parcialmente descalçado por efeito da erosão e má execução

Os guarda-corpos feitos de madeira estão em condições precárias podendo romper mesmo com pequenas solicitações. (Fig. 6.40)



Figura 6.40 – Guarda-corpo de madeira em estado precário

6.5.1 Sugestões para o tratamento das patologias da ponte 05

A superestrutura desta ponte pode ser substituída por uma estrutura mista de concreto/aço ou de madeira. Eliminar o revestimento de terra e substituí-lo por um tabuleiro que contribui na resistência traria benefícios como maior capacidade de carga e eliminaria problemas como vegetação sobre a ponte e retenção de umidade, que causa o apodrecimento das toras de madeira. Um exemplo de estrutura para substituição é encontrado no anexo.

A situação de fissuração e descalçamento dos encontros é preocupante. Uma intervenção de recuperação é essencial. Reforços na estrutura dos encontros bem como nos seus apoios carecem de urgência tendo em vista o nível de solicitação que esta estrutura apresenta.

6.6 Ponte 06

Dados gerais:**Localização:** Rua Antônio Zaine, em Barão Geraldo.**Sistema estrutural (superestrutura):** ponte em laje.**Geometria:** reta ortogonal.**Largura da pista de rolamento:** 8,00 m.**Comprimento:** 7,50 m.**Material constituinte:** concreto armado.**Classe da ponte:** suspeita-se TB 30 ou 45.

Situada na Rua Antônio Zaine, em Barão Geraldo, a ponte da Fig. 6.41 fica ao lado do Colégio Rio Branco e apresenta tráfego de todos os tipos de veículos, e em alguns períodos do dia o trânsito de veículos é intenso devido à escola.



Figura 6.41 – Vista geral da ponte

Toda a estrutura é de concreto armado sendo que o sistema estrutural é de ponte em laje apoiada nos encontros também de concreto armado. O vão é pequeno, medindo apenas 7,5m, porém a largura total é de 14,0m incluindo dois passeios de 3,0m cada.

A estrutura dos encontros apresenta grandes rachaduras em diversas partes, indicando que a sollicitação do empuxo do solo é maior que a capacidade resistente, como mostram as Fig. 6.42 e Fig. 6.43.



Figura 6.42 – Rachaduras nos encontros indicando excesso de sobrecarga



Figura 6.43 – Detalhes das rachaduras dos encontros

Além desta deficiência patológica os estados de conservação dos guarda-corpos e do pavimento da ponte são precários (Fig. 6.44 e Fig. 6.45). Nota-se ainda que a drenagem da ponte não é eficiente.



Figura 6.44 – Corrosão do aço dos guarda-corpos



Figura 6.45 – Deterioração do pavimento

6.6.1 Sugestões para o tratamento das patologias da ponte 06

O avançado grau de fissuração e rachaduras do encontro indica um esforço excessivo. Este tipo de patologia oferece risco à sociedade, em especial aos estudantes da escola próxima. É de vital importância uma intervenção para reforço dos encontros.

As demais patologias como a corrosão das armaduras dos guarda corpos e a deterioração avançada do pavimento também são preocupantes exigindo tratamento. Nota-se um estado de relativo abandono na inspeção e conservação da estrutura da ponte.

6.7 Ponte 07

Dados gerais:

Localização: Travessa da estrada da Rhodia, em Barão Geraldo.

Sistema estrutural (superestrutura): ponte em vigas.

Geometria: reta ortogonal.

Largura da pista de rolamento: 4,50 m.

Comprimento: 16,00 m.

Material constituinte: madeira.

Localizada em uma travessa da estrada da Rhodia em Barão Geraldo a ponte serve como ligação a zonas agrícolas, o que a torna um local de passagem constante de caminhões. O seu tabuleiro é constituído de tábuas de madeira longitudinais e em suas longarinas e transversinas foram usadas toras de madeira. A ponte apresenta vão com extensão de 16,0m e largura da pista de rolamento 4,5m.

Devido ao precário estado de conservação das longarinas foi introduzida uma transversina metálica, posicionada no meio do vão, apoiada por dois cabos de aço em cada extremidade e são ancorados em blocos de concreto nas cabeceiras da ponte. O detalhe que chamou atenção na inspeção visual é que os cabos estão pouco tracionados podendo ser movimentados com as mãos. As Fig. 6.46 a Fig. 6.50 expressam estes detalhes.



Figura 6.46 – Vista do tabuleiro



Figura 6.47 – Cabos de aço expostos



Figura 6.48 – Posicionamento dos cabos de aço na transversina metálica



Figura 6.49 – Transversina metálica



Figura 6.50 – Bloco de concreto para sustentação dos cabos de aço

As toras de madeira estão em estado crítico de apodrecimento com ataque de fungos e a presença de umidade possibilitou o aparecimento de musgos como mostra a Fig. 6.51.



Figura 6.51 – Apodrecimento das toras de madeira que compõem a estrutura principal

Os encontros, construídos com concreto armado, apresentam regiões com nichos de concretagem causadas por deficiências na execução. A ponte apresenta ainda muita sujeira principalmente na transversina (Fig. 6.51) indicando que o nível da água chega a encontrar o tabuleiro podendo ser grande o risco de colapso na época de cheias.

A madeira que compõe o tabuleiro ainda se encontra em um estado razoável de conservação, porém existem alguns pontos de apodrecimento e reparos feitos de maneira precária, tornando a ponte de certa forma até perigosa para os motoristas locais e pedestres como pode ser visto nas Fig. 6.52 e Fig. 6.53. Os guarda-corpos são precários e também não resistentes (Fig. 6.54).



Figura 6.52 – Reparo precário



Figura 6.53 – Tábua deteriorada



Figura 6.54 – Vista geral da ponte e dos guarda-corpos

6.7.1 Sugestões para o tratamento das patologias da ponte 07

Esta ponte deixa dúvidas da existência de algum projeto quando da sua construção. As medidas utilizadas para correção ou reforço da estrutura demonstram-se ineficientes já que os cabos não estão adequadamente tensionados e protegidos da corrosão.

As toras que compõem o vigamento principal necessitam ser substituídas o mais rápido possível, bem como o tabuleiro e os guarda-corpos. Desta maneira é aconselhável a substituição de toda a estrutura por um sistema misto de aço-concreto como apresentado no anexo.

6.8 Ponte 08

Dados gerais:

Localização: Início da estrada para Joaquim Egidio.

Sistema estrutural (superestrutura): ponte em vigas.

Geometria: reta ortogonal.

Largura da pista de rolamento: 7,00 m.

Comprimento: 16,30 m.

Material constituinte: concreto armado.

Classe da ponte: suspeita-se TB 30 ou 45.

Construída no início da estrada para Joaquim Egidio, a ponte apresenta tráfico de grandes veículos como carretas e ônibus (Fig. 6.55).



Figura 6.55 – Vista geral da ponte

A estrutura da ponte (Fig. 6.56) é de concreto armado, tendo suas vigas apoiadas nos encontros e em pilares próximos aos encontros também feitos de concreto armado. Sua extensão é de 16,3m e possui largura da pista de 7,0m mais dois acostamentos de 1,5m cada.



Figura 6.56 – Vista geral da estrutura da ponte

Basicamente foram notados dois problemas. O primeiro refere-se ao guarda-corpo parcialmente destruído pela colisão de algum veículo como mostra a Fig. 6.57. O segundo diz respeito a um deslizamento de terra na aba de um encontro, provocado pela erosão, mas que indica a ineficiência da estrutura para a contenção do solo provocando assoreamento e fechamento do leito do rio (Fig. 6.58).

Além destes problemas, a pavimentação também apresenta algumas falhas e a ponte sofre também com pequenas infiltrações.



Figura 6.57 – Guarda-corpo parcialmente destruído por colisão de veículo



Figura 6.58 – Erosão e assoreamento junto ao encontro

6.8.1 Sugestões para o tratamento das patologias da ponte 08

A eficiência do encontro quanto à contenção do solo deve ser revista, criando-se uma barreira eficaz no combate ao assoreamento do leito do rio. Deve-se ainda realizar o reparo do guarda corpo afetado e uma impermeabilização da estrutura de concreto para evitar possíveis

corrosões da armadura e lixiviação do concreto.

6.9 Ponte 09

Dados gerais:

Localização: travessa da estrada de Joaquim Egídio.

Sistema estrutural (superestrutura): ponte em vigas.

Geometria: esconsa.

Largura da pista de rolamento: 6,00 m.

Comprimento: 8,00 m.

Material constituinte: madeira.

Situada em uma travessa da estrada de Joaquim Egídio, a ponte Fig. 6.59, serve como ligação a um condomínio de chácaras, e tem como principal tráfego, automóveis e pequenos caminhões.



Figura 6.59 – Ponte de madeira em fase de acabamento

A estrutura da ponte é de madeira. A ponte tem grandes toras de madeiras usadas como longarinas, sendo que o tabuleiro já é apoiado nessas toras. O tabuleiro da ponte é levemente esconso com vão médio de 8,0m e largura de 6,0m.

Essa ponte estava em fase de acabamento sendo recém construída no dia da visita, portanto evidentemente a ponte não apresenta nenhuma patologia, ou qualquer dano estrutural. O relato dessa ponte se torna interessante pelo fato de termos a confirmação de que a ponte foi “projetada” e executada por trabalhadores que não possuem nenhuma formação. Pontes construídas dessa forma são comuns segundo o depoimento de um dos construtores.

Nota-se que o apoio das toras que servem de longarinas é improvisado proporcionando um estado pré-patológico como mostra a Fig. 6.60.



Figura 6.60 – Apoio de má qualidade para as toras de madeira

6.9.1 Sugestões para a prevenção de patologias da ponte 09

A ausência de projeto evidencia um estado pré-patológico. Nesta situação seria interessante se a prefeitura dispusesse de projetos tipos que pudessem ser seguidos como os apresentados em anexo.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Considerando que o objetivo proposto desta pesquisa foi avaliar o estado de conservação de pontes de pequeno e médio porte em vias urbanas e rurais no município de Campinas (SP) e sendo sugerida uma solução viável para cada caso quando necessário, verificase, através da pesquisa, que as condições das pontes estudadas é precária em sua grande maioria. Este fato é constatado devido ao número expressivo de sérias patologias encontradas, dando evidências de ineficiências de planejamento, projeto e manutenção.

A revisão bibliográfica, na qual o trabalho está fundamentado, expressa a importância de um projeto elaborado em princípios sólidos, envolvendo uma equipe multidisciplinar para que os pontos de interferência sejam todos avaliados dando ao projeto um caráter funcional, econômico, estético e ambiental. A segurança estrutural, definida em projeto, bem como um programa de inspeção e manutenção da obra, são fatores preponderantes para que o atual estado em que se encontram as pontes seja modificado.

No aspecto da durabilidade, observa-se que as patologias mapeadas afetam de forma considerável a estrutura, pois, por meio delas, podem surgir outras patologias que reduzirão grandemente a vida útil da estrutura. Portanto, é de fundamental importância que as etapas nas quais uma estrutura de ponte estará envolvida, desde o projeto até a sua utilização, sejam executadas de forma a maximizarem a eficiência.

Sugere-se que nos casos mais críticos a prefeitura apresente soluções viáveis como a substituição das estruturas danificadas por projetos tipo de pontes, como os destacados no anexo, para os quais a execução é simples, o que possibilita agilidade e eficiência na implantação.

Destaca-se a necessidade de um mapeamento das pontes do município de Campinas (SP) por meio da prefeitura. Este mapeamento ainda não existe, como confirmado em entrevista junto aos responsáveis pelos órgãos de transporte e infraestrutura do município junto à prefeitura. Portanto, é sugerido que seja elaborado um catálogo das pontes urbanas e rurais do município o que contribuirá grandemente para a manutenção das mesmas e na segurança da sociedade.

Fica a indicação para a realização de novas pesquisas de âmbito mais específico tanto em pontes de concreto como em pontes de aço e madeira. Outro tema que requer mais estudo são os assuntos da vibração e fadiga nas pontes.

Finalmente, conclui-se que a melhor alternativa para evitar os estados patológicos é a prevenção. Prevenção esta, gerada não somente por um correto projeto ou por uma execução dentro dos parâmetros de qualidade, mas principalmente por um programa de manutenção estrutural. Estes programas possuem papel importantíssimo em qualquer estrutura, facilitando as verificações dos estados de deterioração estrutural e favorecendo a redução de custos dos tratamentos. Esses procedimentos, certamente, evitarão a formação de patologias acentuadas e generalizadas.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABDALLA, A. C. P. B.I. **Utilização de madeira de Eucalyptus em estrutura de ponte.** Dissertação (mestrado) da Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz. Piracicaba, 2002.

AGOSTINI, L. R. S. **Introdução ao Estudo das Pontes de Concreto.** Campinas, UNICAMP – Universidade Estadual de Campinas. Notas de aula.

AGOSTINI, L. R. S. **Pontes em Vigas, Efeito Grelha: processo aproximado de Leonhardt.** Campinas, UNICAMP – Universidade Estadual de Campinas. Notas de aula.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Forças devidas ao vento em edificações NBR-6123. Rio de Janeiro, 1988.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre NBR-7188. Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de madeira – Procedimento NBR-7190. Rio de Janeiro, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ações e segurança nas estruturas – Procedimento NBR-8681. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-8800. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Execução de Estruturas de Concreto – Procedimento NBR-14931. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. 2º Projeto de Revisão da ABNT NBR 8800 - Projeto de estruturas metálicas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2008.

CALIL JUNIOR, C.; LAHR, F. A. R.; DIAS, A. A. **Dimensionamento de Elementos**

Estruturais de Madeira. 1ª ed. Barueri: Manole, 2003.

CALIL JUNIOR, C.; BARALDI, L. T.; STAMATA, G. C.; FERREIRA, N. S. S. **Estruturas de Madeira.** São Carlos, USP – Universidade de São Paulo, março 2000. Notas de aula.

CALIL JUNIOR, C.; DIAS, A. A. **Manual de Projeto e Construção de Pontes de Madeira.** São Carlos, USP – Universidade de São Paulo, 2006.

CÁNOVAS, M. F. **Patologia e Terapia do Concreto Armado.** Coord. Bauer, L. A. Falcão. Trad. Marcondes, M. C.; Santos, W. F.; Canabrava, B. São Paulo: Pini, 1988.

CAUDURO, E. L. **Manual para a Boa Execução de Estruturas Protendidas Usando Cordoalhas de Aço Engraxadas e Plastificadas.** 2ª ed. São Paulo: Belgo Mineira, 2003.

CASTRO, P. R. F. **Patologia das Estruturas.** Palestra realizada, na Faculdade Adventista de Ciências Tecnológicas, em 25.08.2005.

COMISSÃO DE CONCESSÕES RODOVIÁRIAS DO ESTADO DE SÃO PAULO - ARTESP. Controle das condições estruturais, funcionais e de durabilidade das obras de arte especiais. São Paulo, 1999.

DEBS, M. K. **Concreto Pré-moldado: fundamentos e aplicações.** 1ª ed. São Carlos, EESC-USP, 2000.

DEBS, M. K.; TAKEYA, T. **Pontes de Concreto.** São Carlos, USP – Universidade de São Paulo, 2003. Notas de aula.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias. 2ª ed. Rio de Janeiro, 2004.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias. 1ª ed. Rio de Janeiro, 1980.

DIAS, L. A. M. **Edificações de Aço no Brasil.** São Paulo: Zigurate, 1993.

DIAS, L. A. M. **Estruturas de Aço: conceitos, técnicas e linguagem.** São Paulo: Zigurate, 1997.

DINWOODIE, J. M. **Timber – Its nature and Behavior.** Van Nostrano Reinhold Company. New York, 2000.

EMERICK, A. A. **Projeto e Execução de Lajes Protendidas.** Rio de Janeiro: Interciência, 2005.

EUROPEAN STANDARD EUROCODE. Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-2: General - Structural fire design. European Committee for standardization, Brussels, 2003.

FERREIRA, O. P. **Madeira: uso sustentável na construção civil.** São Paulo: IPT, 2003.

GNECCO, C.; MARIANO, R.; FERNANDES, F. **Tratamento de Superfície e Pintura.** Rio de Janeiro: CBCA, 2003.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Fundações de Pontes: hidráulica e geotécnica.** Recife: UFPE, 2003.

HELENE, Paulo R. L. **Manual para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto**. 2ª ed. São Paulo: Pini, 1992.

HELENE, P. R. L.; TERZIAN, P. **Manual de Dosagem e Controle do Concreto**. São Paulo: Pini, 1992.

HELENE P. R. L. **Aprendendo com os acidentes estruturais: corrosão sob tensão**. Palestra realizada, no Instituto de Engenharia, em 08.05.2008.

LaMEM –EESC USP. **Estruturas de madeira**. Campinas, Caaso, outubro 1984. Notas de aula.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de Concreto v. 1**. Rio de Janeiro: Interciência, 1982.

LEONHARDT, F. **Construções de Concreto v. 6**. Rio de Janeiro: Interciência, 1979.

LIEBENBERG, A. C. **Concrete Bridges: design and construction**. 1ª ed. New York: Longman Scientific & Technical, 1992.

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

MASCIA, N. T. **Considerações a respeito da anisotropia da madeira**. Tese (doutorado) da Escola de Engenharia de São Carlos - USP. São Carlos, 1991.

MASON, J. **Pontes Metálicas e Mistas em Viga Reta: Projeto e Cálculo**. Rio de Janeiro: LTC, 1976.

MASON, J. **Pontes em Concreto Armado e Protendido**. Rio de Janeiro: LTC, 1977.

MESENGUER, A. G. **Controle e Garantia da Qualidade na Construção**. Trad. Bauer, L. A. Falcão *et al.* São Paulo: Sinduscon, 1991.

MONTANA. **Biodeterioração e preservação de madeiras**. Montana Química S. A. 2000. Publicação técnica.

MOLITERNO, A. **Caderno de Muros de Arrimo**. 2ª ed. São Paulo. Edgard Blücher, 1994.

O'CONNOR, C. **Pontes Superestruturas v. 1**. Rio de Janeiro: LTC, 1975.

OLIVEIRA, L. C. S. **Perguntas e respostas em secagem de madeiras N° 9**. São Paulo. IPT – Divisão Madeiras, 1981.

PANNONI, F. D. **Princípios da Proteção de Estruturas Metálicas em Situação de Corrosão e Incêndio v. 2**. 3ª ed. São Paulo: Gerdau, 2004.

PERDRIX, C. A. **Manual para Diagnóstico de Obras Deterioradas por Corrosão de Armaduras**. Trad. Carmona, Antonio; Helene, Paulo R. São Paulo: Pini, 1992.

PFEIL, W.; PFEIL, M. S. **Estruturas de madeira**. 6ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2000a.

PFEIL, W.; PFEIL, M. S. **Estruturas de aço: dimensionamento prático**. 7ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 2000b.

PFEIL, W. **Pontes: curso prático**. Rio de Janeiro: Campus, 1983.

PFEIL, W. **Pontes em Concreto Armado v. 1 e v. 2**. Rio de Janeiro: LTC, 1985.

PFEIL, W. **Ponte Presidente Costa e Silva, Rio Niterói: métodos construtivos**. Rio de Janeiro: LTC, 1975.

PIMENTA, C. R. T.; OLIVEIRA, M. P. **Projeto Geométrico de Rodovias**. 2ª ed. São Carlos: Rima, 2004.

PINHEIRO, A. C. F. B. **Estruturas Metálicas: cálculos, detalhes, exercícios e projetos**. 2º ed. São Paulo. Edgard Blücher, 2005.

PINHEIRO, L. M. **Concreto Armado: Tabelas e Ábacos**. São Carlos: EESC, 1993.

PINHEIRO, L. M.; GIONGO, J. S. **Concreto Armado: Propriedades dos Materiais**. São Carlos: EESC, 1986.

PINHO, F. O.; BELLEI, I. H. **Pontes e Viadutos em Vigas Mistas**. Rio de Janeiro: CBCA, 2007.

PINTO, E. M. **Determinação de um modelo de taxa de carbonização transversal à grã para o *Eucalyptus citriodora* e *E. grandis***. Tese (doutorado) Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos, 2005.

PODOLNY, W.; SCALZI, J. B. **Construction and Design of Cable-Stayed Bridges**. 2ª ed. New York: John Wiley & Sons, 1986.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MATA, L. A. C. **Elementos das Estruturas Mistas Aço-Concreto**. Belo Horizonte: O Lutador, 2001.

RIPPER, E. **Como evitar erros na construção**. 3ª ed. São Paulo: Pini, 1996.

RIPPER, T.; SOUZA, V. C. M., **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. 1ª ed. São Paulo: Pini, 1998.

RODRIGUES, I. L. **Estados limites de serviço: estruturas de aço**. Palestra realizada, no Instituto de Engenharia, em 19.06.2008.

SALES, J. J.; MALITE, M.; GONÇALVES, R. M.; MUNAIAR NETO, J.; DIAS, A. A. **Sistemas Estruturais: teoria e exemplos**. 1ª ed. São Carlos: EESC-USP, 2005.

SALES, J. J.; MALITE, M.; GONÇALVES, R. M.; MUNAIAR NETO, J. **Segurança nas Estruturas: teoria e exemplos**. 1ª ed. São Carlos: EESC-USP, 2005.

SICHERI, E. P. *et al.* **Considerações Sobre Corrosão de Armaduras e Durabilidade das Estruturas de Concreto**. São Carlos: EESC, 2004.

SILVA, P. F. A. **Durabilidade das Estruturas de Concreto Aparente em Atmosfera Urbana**. São Paulo: Pini, 1995.

SILVA, V. P. **Estruturas de aço em situação de incêndio**. São Paulo: Zigate, 2001.

SORIANO, J. **Patologias das Construções**. Itatiba, USF – Universidade São Francisco, agosto 2004. Notas de aula.

SOUZA, J. C. A. O.; ANTUNES, H. M. C. C. **Cargas Móveis em Estruturas Lineares**. 2ª ed. São Carlos, USP – Universidade de São Paulo, abril 2004. Notas de aula.

THOMAZ, E. **Trincas em Edifícios**. 1ª ed. São Paulo: Pini, 1989.

THOMAZ, E. Saiba identificar rachaduras no seu prédio. **Folha de São Paulo**. São Paulo, 01 mar. 1998. Caderno Cotidiano, p. 3.

VALDUGA, L. **Reação álcali-agregado**: Mapeamento de Agregados Reativos do Estado de São Paulo. 2002. Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas. Campinas.

VASCONCELOS, A. C. **Pontes Brasileiras, Viadutos e Passarelas Notáveis**. São Paulo: Pini, 1993.

VARGAS, M. R.; SILVA, V. P. **Resistência ao Fogo das Estruturas de Aço**. Rio de Janeiro: CBCA, 2003.

VELLOSO, D.; LOPES, F. R. Concepção de Obras de Fundações. In: Hachich, W. *et al* (ed.). **Fundações: teoria e prática**. 2ª ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 211 - 226.

XANTHAKOS, P. P. **Theory and Design of Bridges**. Washington: John Wiley & Sons, 1994.

WITTFOHT, H. **Building Bridges: history, technology, construction**. Dusseldorf: Beton Verlag, 1984.

WOOD HANDBOOK. **Wood as an engineering material**. Forest Products Laboratory. Madison, 1999.

9 ANEXO

9.1 Projeto de ponte tipo em sistema misto aço/concreto

9.1.1 Dados da ponte

A vista longitudinal da ponte e a seção transversal típica são demonstradas nas Fig. 9.1. e Fig. 9.2.

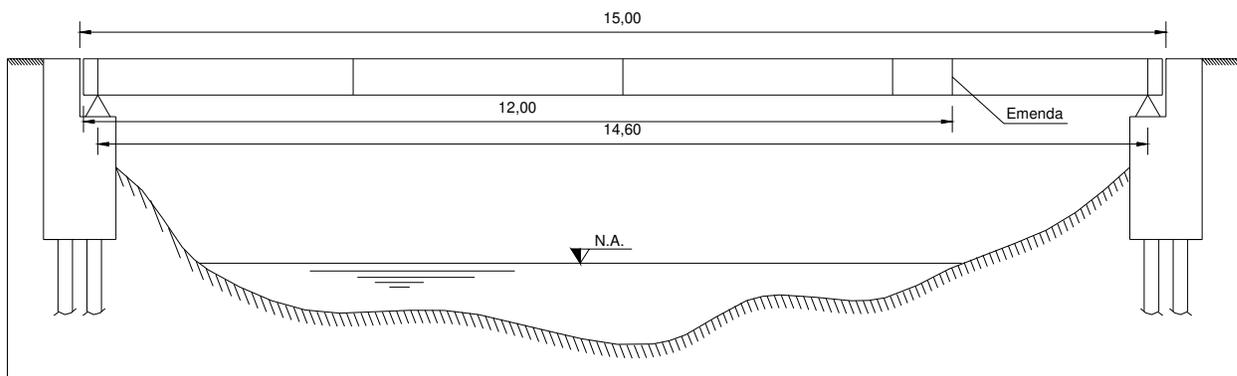


Figura 9.1 – Vista longitudinal da ponte

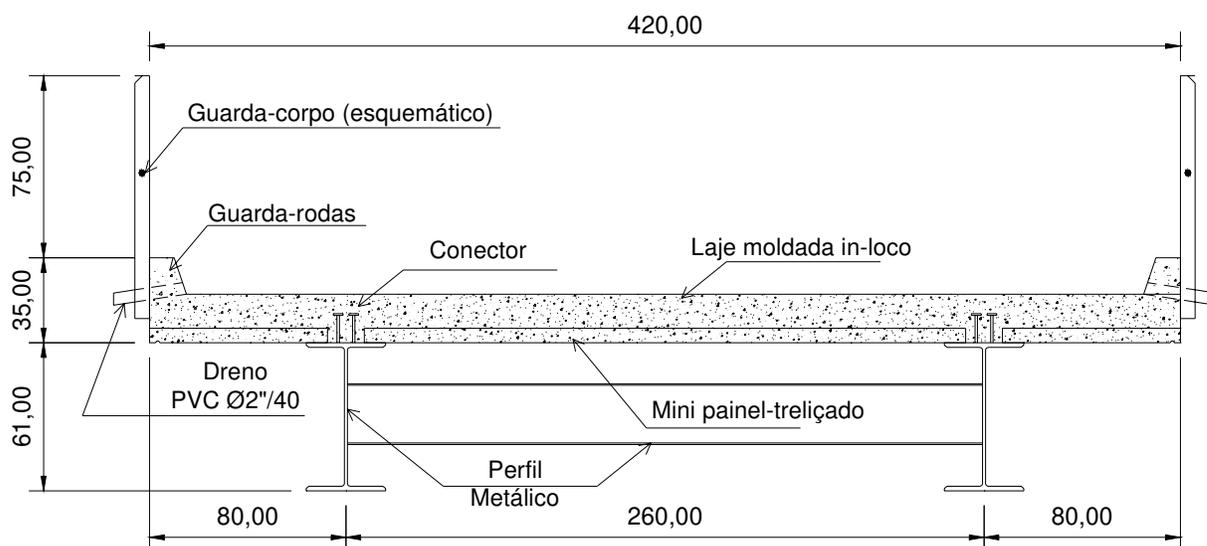


Figura 9.2 – Seção típica da ponte

Os principais dados do projeto da ponte são:

- Comprimento da ponte: Vão = 15,0m;
- Largura da ponte: $B = 4,2\text{m}$;
- Distância entre vigas: $b = 2,6\text{m}$;
- Espessura da pré-laje treliçada auto-portante: $t_p = 6\text{cm}$;
- Espessura do concreto da laje moldado *in-locu*: $t_c = 14\text{cm}$;
- Aço da vigas: ASTM A572 G50: $f_y = 35\text{kN} / \text{cm}^2$; $f_u = 45\text{kN} / \text{cm}^2$;
- Concreto da laje: $f_{ck} = 35\text{MPa}$;
- Classe da ponte: TB45t.

9.1.2 Carregamento

Para o cálculo das cargas e solicitações deve ser determinado o vão teórico que é calculado como sendo o vão da ponte descontado de uma distância de 20 cm de cada lado da ponte para acomodação dos apoios.

$$L = V\tilde{a}o - 2.0,2 = 15 - 0,4 = 14,6m$$

9.1.2.1 Carregamento característico

- Carga móvel TB 45t

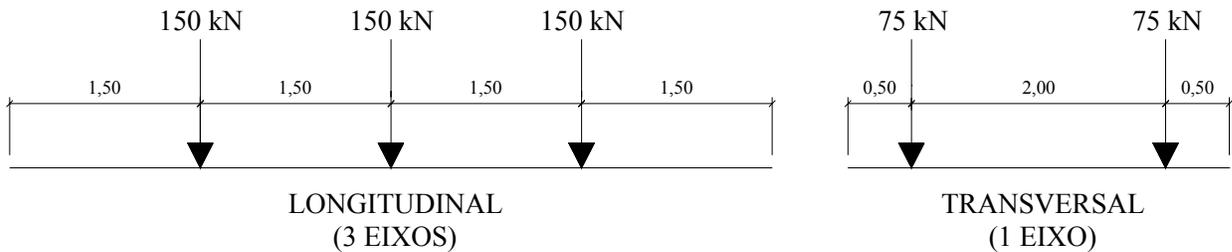


Figura 9.3 – Esquema da carga móvel

- Peso próprio da laje de concreto

$$p.p. = h_{laje} \cdot \gamma_c = 0,20 \cdot 25,00 = 5,00 kN / m^2$$

- Carga de multidão

$$5,00 kN / m^2$$

- Revestimento

$$p_{revestimento} = e \cdot \gamma_{revest} = 0,05 \cdot 24,00 = 1,20 kN / m^2$$

- Carga permanente adicional para efeitos de recapeamentos, reformas e peso próprio da estrutura metálica.

$$2 kN / m^2$$

- Carga devida ao peso próprio do guarda-rodas mais guarda corpo.

$$p_{\substack{\text{guarda-rodas} \\ \text{guarda-corpo}}} = (A_{\text{guarda-rodas}}) \gamma_c + 0,2 = (0,0188) \cdot 25,00 + 0,2 = 0,70 kN / m$$

9.1.2.2 Carregamento de cálculo

- Coeficiente de impacto

$$\varphi = 1,4 - 0,007\ell = 1,4 - (0,007 \cdot 14,6) = 1,30 \Rightarrow \text{Longarinas}$$

$$\varphi = 1,4 - 0,007\ell = 1,4 - (0,007 \cdot 20,8) = 1,39 \Rightarrow \text{Lajes}$$

- Reação de uma roda

$$R_d = R \cdot \varphi \cdot \gamma_q = 75 \cdot 1,30 \cdot 1,4 = 136,5 \text{ kN} \Rightarrow \text{Longarinas}$$

$$R_d = R \cdot \varphi \cdot \gamma_q = 75 \cdot 1,39 \cdot 1,4 = 145,95 \text{ kN} \Rightarrow \text{Lajes}$$

- Carga distribuída por área

Carga de multidão:

$$p = (5 \cdot 1,30) \cdot 1,4 = 9,10 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Longarinas}$$

$$p = (5 \cdot 1,39) \cdot 1,4 = 9,73 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Lajes}$$

Demais ações:

$$p_a = [5 + 1,2 + 2] \cdot 1,4 = 11,48 \text{ kN/m}^2$$

- Carga devida ao peso próprio do guarda-roda mais guarda corpo.

$$p_{\substack{\text{guarda-roda} \\ \text{guard-corpo}}} = 0,70 \cdot 1,4 = 0,98 \text{ kN/m}$$

9.1.3 Dimensionamento das vigas principais

9.1.3.1 Cálculo dos esforços e envoltória

A carga permanente uniformemente distribuída em cada viga é dada por:

$$g = \left(p_a \cdot \frac{B}{2} \right) + p_{\substack{\text{guarda-roda} \\ \text{guard-corpo}}} = \left(11,48 \cdot \frac{4,2}{2} \right) + 0,98 = 25,09 \text{ kN/m}$$

A determinação do trem-tipo é feita com base na Fig. 9.4.

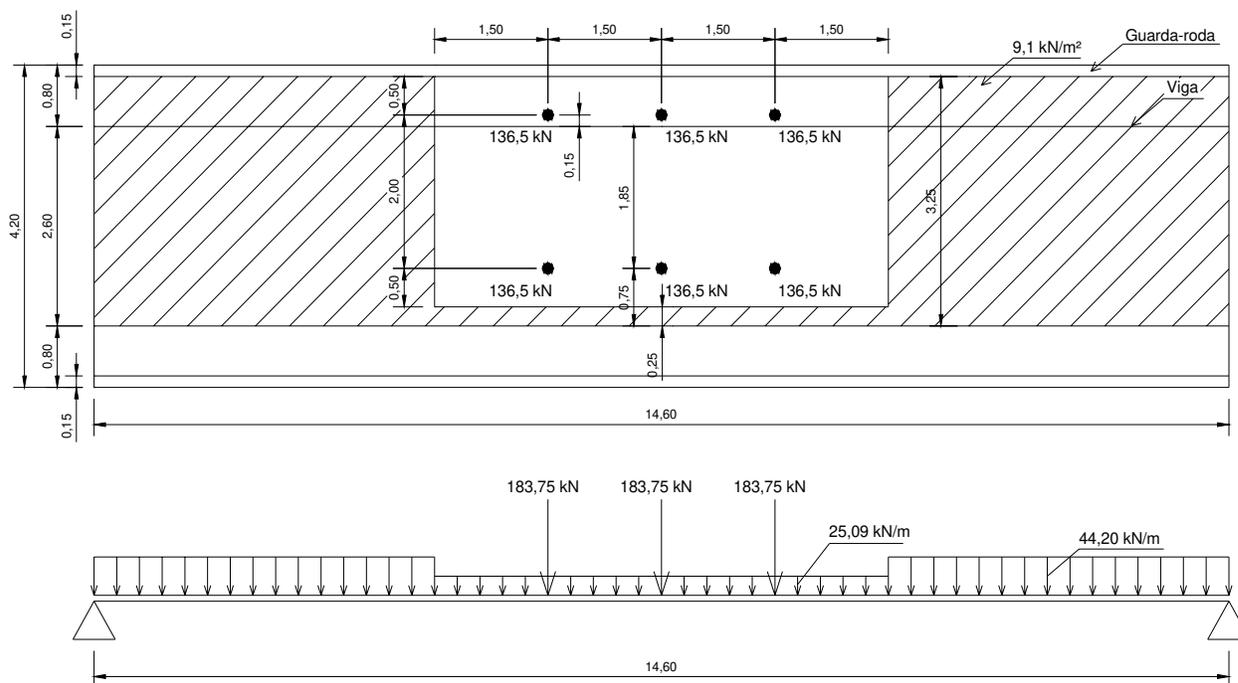


Figura 9.4 – Determinação do trem-tipo para as vigas

As seções a serem analisadas estão na Fig. 9.5.

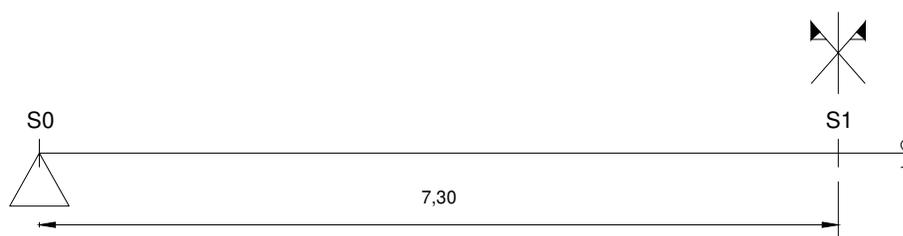


Figura 9.5 – Seções a serem analisadas

Diagramas de esforços devido a carga permanente uniformemente distribuída de 25,09 kN/m. (Fig.9.6).

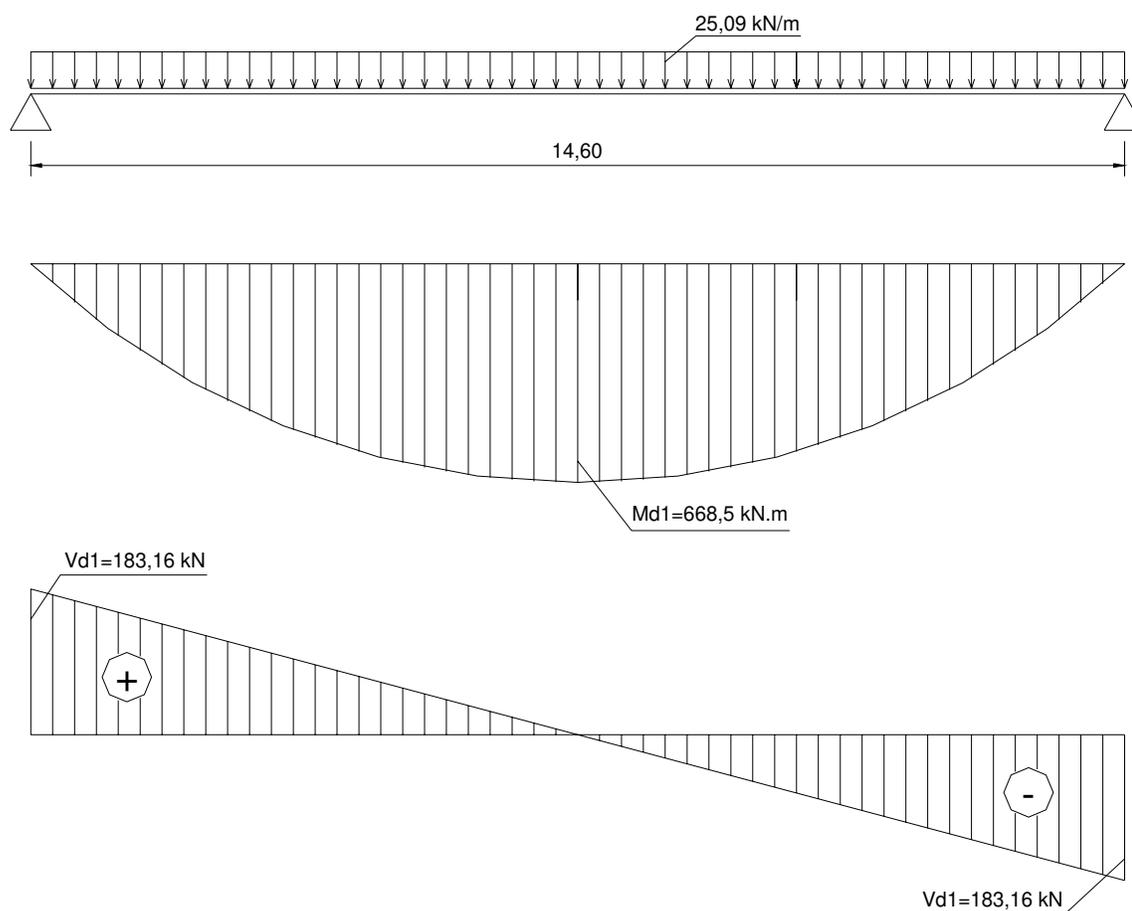


Figura 9.6 – Diagramas de esforços devido ao carregamento permanente

Análise da carga móvel

Seção S0 (Fig.9.7)

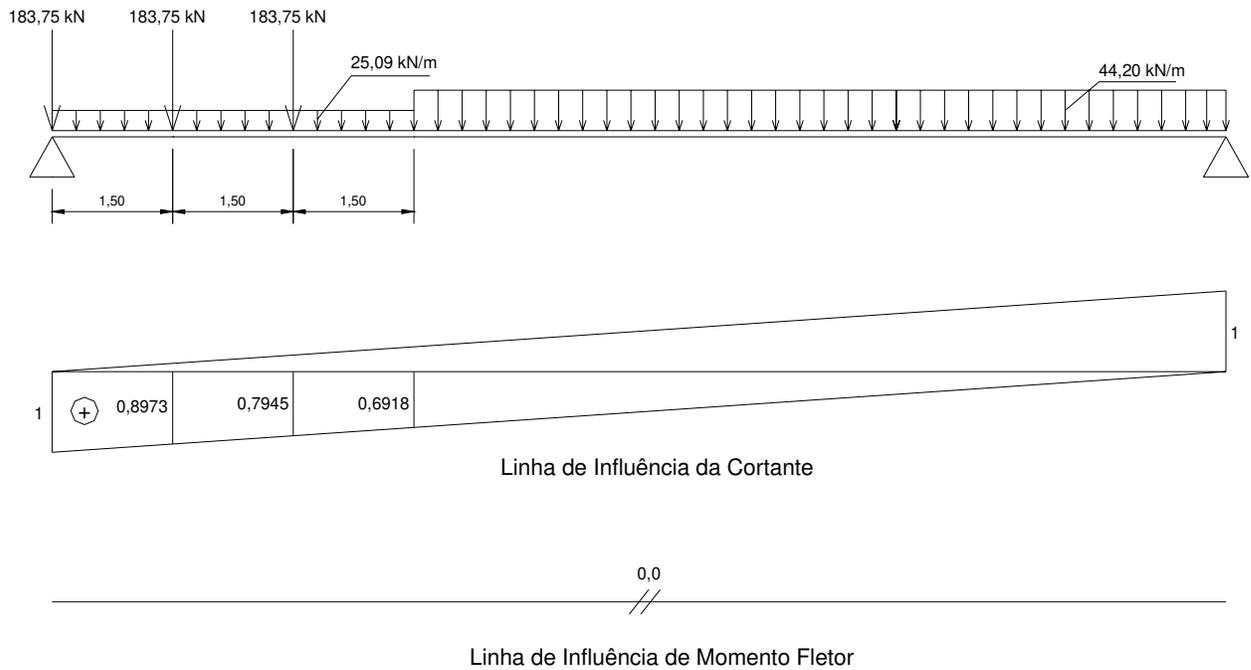


Figura 9.7 – Linhas de influência pra seção S0

$$M_{S_0} = 0$$

$$V_{S_0} = [183,75 \cdot (1,0 + 0,8973 + 0,7945)] + 25,09 \cdot \left[\frac{(1 + 0,6918) \cdot 4,5}{2} \right] + 44,20 \cdot \left(\frac{10,1 \cdot 0,6918}{2} \right) =$$

$$V_{S_0} = 744,54 \text{ kN}$$

Seção S1 (Fig.9.8)

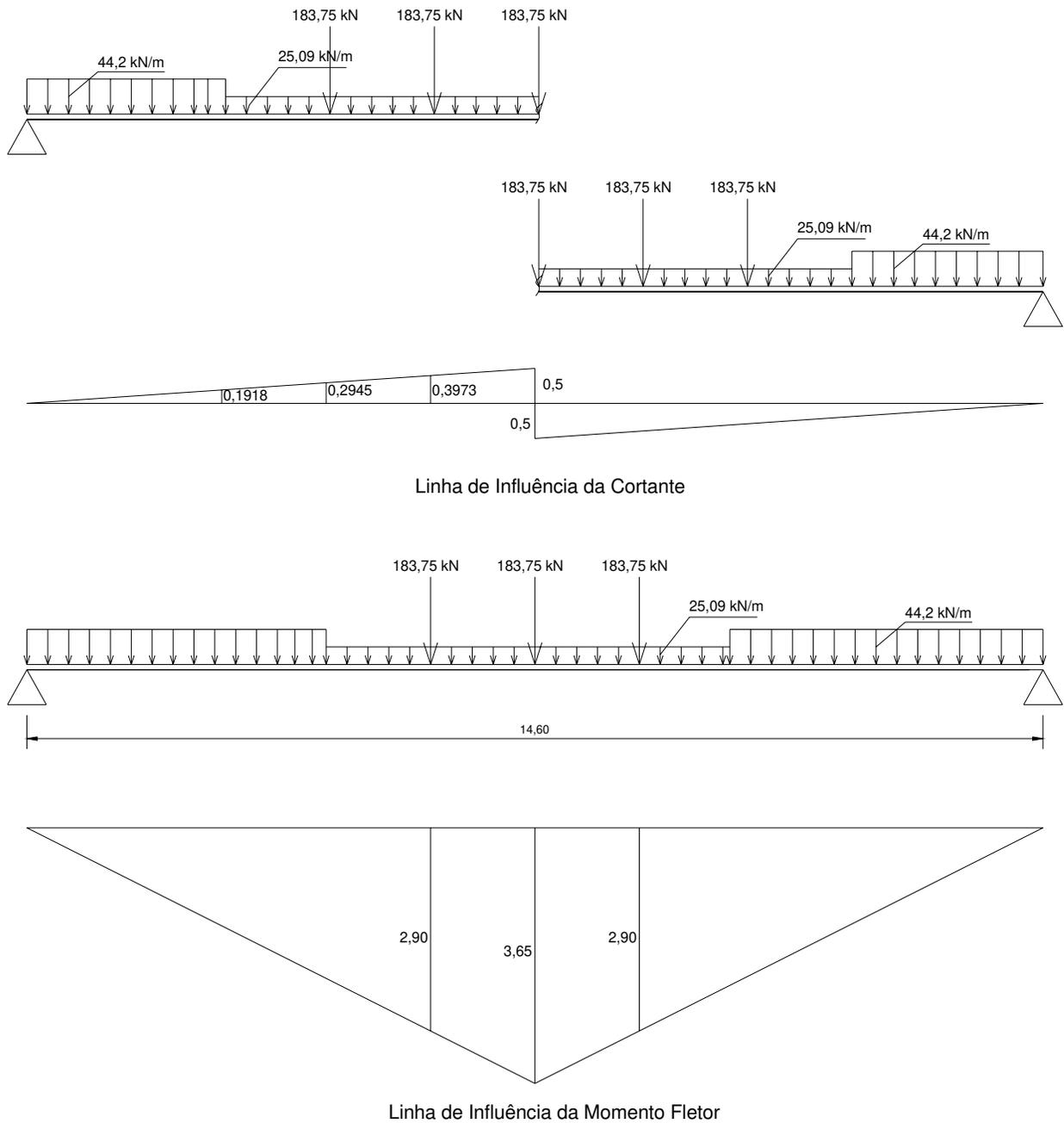


Figura 9.8 – Linhas de influência pra seção S1

$$M_{S1} = [183,75 \cdot (2,90 + 3,65 + 2,90)] + 2 \cdot 25,09 \cdot \left(\frac{3 \cdot 3,65}{2} \right) + 2 \cdot 44,2 \cdot \left(\frac{4,3 \cdot 2,90}{2} \right) = 2562,35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{S1} = \pm \left\{ [183,75 \cdot (0,5 + 0,3973 + 0,2945)] + 25,09 \cdot \left[\frac{(0,5 + 0,1918) \cdot 4,5}{2} \right] + 44,2 \cdot \left(\frac{2,8 \cdot 0,1918}{2} \right) \right\} =$$

$$V_{S1} = \pm 269,92 \text{ kN}$$

Na Tab. 9.1 estão resumidos os valores dos esforços para o desenho da envoltória de momento fletor.

Tabela 9.1 – Valores dos esforços para o traçado da envoltória de momento fletor

Seção	Permanente	Variável	Envoltória
S0	0	0	0
S1	668,50	2562,35	3230,85

Na Tab. 9.2 estão resumidos os valores dos esforços para o desenho da envoltória de cortante.

Tabela 9.2 – Valores dos esforços para o traçado da envoltória de cortante

Seção	Permanente	Variável		Envoltória	
		+	-	+	-
S0	+183,16	774,54	0	957,70	0
S1	0	269,92	-269,92	269,92	-269,92

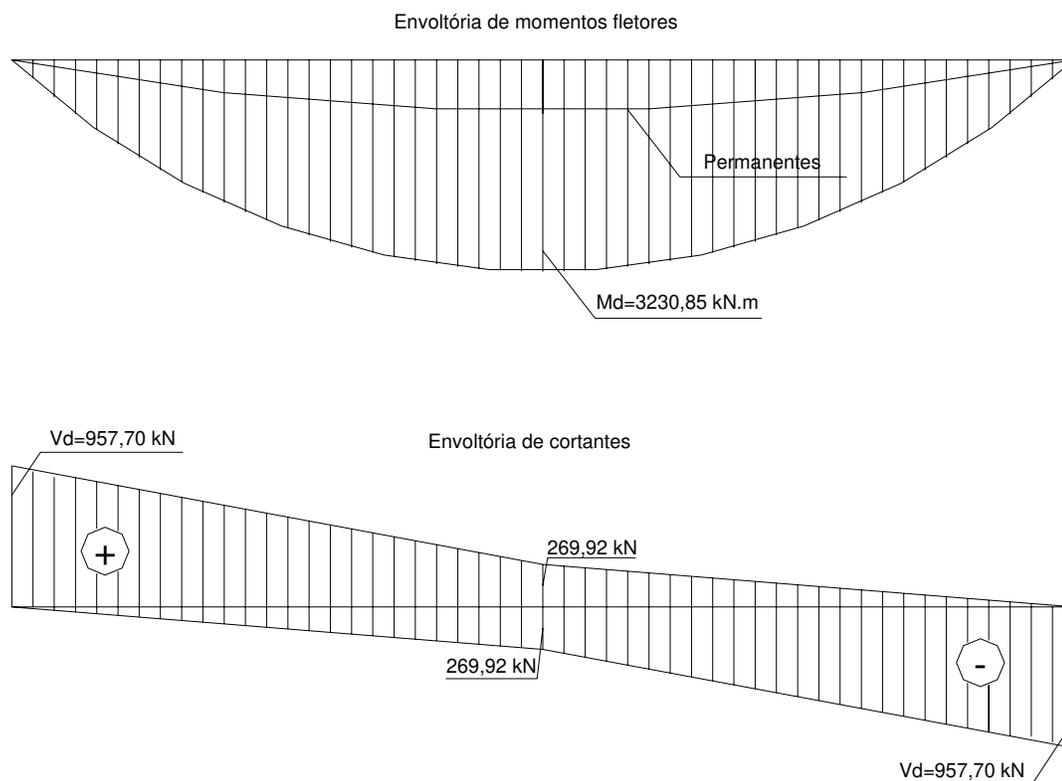


Figura 9.9 – Envoltórias de esforços

9.1.3.2 Dimensionamento dos perfis das longarinas

A escolha da altura de um perfil é um processo de tentativas mas, conforme Pinho & Bellei (2007), pode ser utilizado um critério onde o vão teórico dividido pela altura do perfil varie de 20 a 30.

A dotando-se um perfil soldado W650x326 tem-se as seguintes características:

$$\frac{L}{h} = \frac{14600}{650} = 22,46 < 30$$

Características geométricas (Fig. 9.10):

$$\begin{array}{ll}
 A = 415,0\text{cm}^2 & I_x = 309117\text{cm}^4 \\
 h = 650\text{mm} & i_x = 27,29\text{cm} \\
 t_w = 22,4\text{mm} & W_x = 9511\text{cm}^3 \\
 h_w = 587\text{mm} & I_y = 47896\text{cm}^4 \\
 t_f = 31,5\text{mm} & i_y = 10,74\text{cm} \\
 b_f = 450\text{mm} & W_y = 2129\text{cm}^3
 \end{array}$$

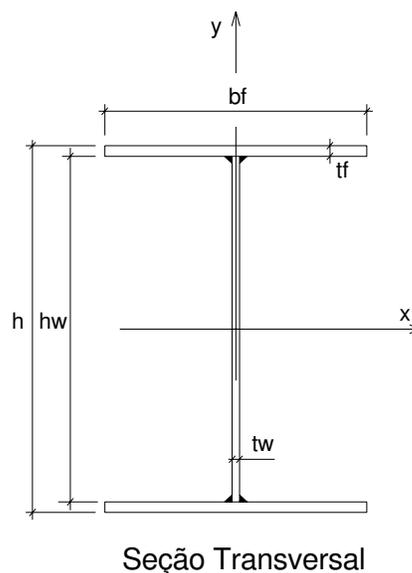


Figura 9.10 – Seção transversal típica dos perfis

Os critérios utilizados para o dimensionamento são os apresentados na NBR 8800:1986 comentados em Queiroz *et al* (2001). O dimensionamento exposto no presente projeto segue o princípio das estruturas mistas de aço/concreto não sendo escopo desta pesquisa comentar ou detalhar o procedimento adotado, ficando a indicação da literatura técnica para maiores esclarecimentos.

Para este projeto adotou-se como base uma estrutura não escorada na qual os perfis devem resistir às solicitações das ações permanentes sem a consideração da seção mista que trabalhará efetivamente quando da solicitação provocada pela carga móvel e de multidão.

9.1.3.2.1 Verificação da viga para as cargas permanentes

O momento resistente, que deve ser maior que o valor $M_{d,permanentes} = 66850\text{kN.cm}$, é dado por $\phi_b \cdot M_n$ onde o coeficiente ϕ_b é igual a 0,9 e M_n é o momento resistente nominal sendo o menor valor determinado entre os seguintes efeitos:

- Flambagem Local da Mesa (F.L.M.)

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2.t_f} = \frac{450}{2.31,5} = 7,14$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{20500}{35}} = 9,20 > \lambda_f \therefore M_n = M_{pl}$$

$$M_{pl} = f_y \cdot Z_x = 35.2274,94 = 79622,77 \text{ kN.cm}$$

- Flambagem Local da Alma (F.L.A.)

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{587}{22,4} = 26,21$$

$$\lambda_p = 3,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,5 \cdot \sqrt{\frac{20500}{35}} = 84,70 > \lambda_w \therefore M_n = M_{pl}$$

$$M_{pl} = f_y \cdot Z_x = 79622,77 \text{ kN.cm}$$

- Flambagem Lateral com Torção (F.L.T.)

$$\lambda = \frac{\text{Dist. Transversais}}{i_y} = \frac{365}{10,74} = 33,99$$

$$\lambda_p = 1,75 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,75 \cdot \sqrt{\frac{20500}{35}} = 42,35 > \lambda \therefore M_n = M_{pl}$$

$$M_{pl} = f_y \cdot Z_x = 79622,77 \text{ kN.cm}$$

Portanto,

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9.79622,77 = 71660,49 \text{ kN.cm} > M_{d,permanentes} = 66850 \text{ kN.cm} \therefore \text{Ok}$$

9.1.3.2.2

Verificação da viga mista

- Cálculo da largura efetiva (Fig. 9.11)

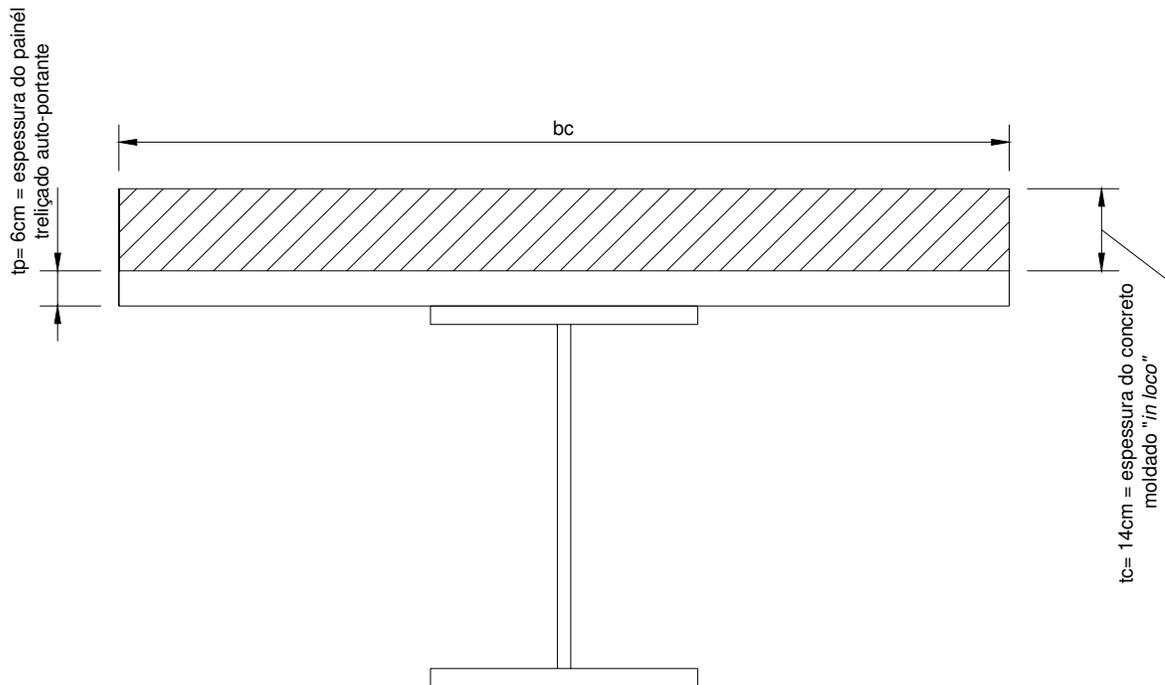


Figura 9.11 – Seção transversal mista

A largura bc efetiva da laje será o menor valor entre $\frac{1}{4}$ do vão L , a distância entre vigas ou 12 vezes a espessura da laje moldada *in-loco*. No caso em que há pré-laje constituindo a fôrma da laje moldada *in-loco*, deve-se considerar como altura de mesa de concreto colaborante apenas o concreto moldado *in-loco*.

$$bc \leq \begin{cases} \frac{L}{4} = \frac{14,6}{4} = 3,65m \\ dist.vigas = 2,60m \\ 12 \times h_{laje} = 12 \times 0,14 = 1,68m \Rightarrow \text{Adotado} \end{cases}$$

- **Propriedades geométricas da seção**

De acordo com Pinho & Bellei (2007) a razão modular entre o aço e o concreto $\eta = E_{aço} / E_{c35}$ é definida com o valor de 7 para cargas de curta duração. Abaixo são calculadas as

propriedades da seção mista que resistirá o efeito das cargas móveis e multidão.

$$m_{sx} = \frac{t_w \cdot h_w \cdot h}{2} + b_f \cdot t_f \cdot h + \left[\left(\frac{b_c \cdot t_c}{\eta} \right) \cdot \left(\frac{t_c}{2} + t_p + h \right) \right]$$

$$m_{sx} = \frac{2,24 \cdot 58,7 \cdot 65}{2} + 45 \cdot 3,15 \cdot 65 + \left[\left(\frac{168 \cdot 14}{7} \right) \cdot \left(\frac{14}{2} + 6 + 65 \right) \right] = 39695,11 \text{ cm}^3$$

$$y_{CG} = \frac{m_{sx}}{A + \frac{b_c \cdot t_c}{\eta}} = \frac{39696,11}{415 + \frac{168 \cdot 14}{7}} = 52,86 \text{ cm}$$

O momento de inércia da seção mista é dado por:

$$I_{tr} = \left[I_x + A \cdot \left(y_{CG} - \frac{h}{2} \right)^2 \right] + \left\{ \left(\frac{b_c \cdot t_c^3}{12} \right) + \left[\left(\frac{b_c \cdot t_c}{\eta} \right) \cdot \left(\frac{t_c}{2} + t_p + h - y_{CG} \right)^2 \right] \right\}$$

$$I_{tr} = \left[309117 + 415 \cdot \left(52,86 - \frac{65}{2} \right)^2 \right] + \left\{ \left(\frac{168 \cdot 14^3}{12} \right) + \left[\left(\frac{168 \cdot 14}{7} \right) \cdot \left(\frac{14}{2} + 6 + 65 - 52,86 \right)^2 \right] \right\}$$

$$I_{tr} = 698993,37 \text{ cm}^4$$

• **Verificação da possibilidade de utilizar-se distribuição plástica de tensões na seção**

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{587}{22,4} = 26,21 \leq 3,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,5 \cdot \sqrt{\frac{20500}{35}} = 84,70 \therefore Ok$$

• **Verificação da posição da linha neutra (Verificar se $(0,7) \cdot 0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_c > (0,9) \cdot A \cdot f_y$)**

$$(0,7) \cdot 0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_c > (0,9) \cdot A \cdot f_y$$

$$(0,7) \cdot 0,85 \cdot 3,5 \cdot (168 \cdot 14) < (0,9) \cdot 415 \cdot 35$$

$4898,04 \text{ kN} < 13072,5 \text{ kN} \therefore$ A linha neutra não está na mesa de concreto

Verificar se $(0,7) \cdot 0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_c \geq (0,9) \cdot (A - 2 \cdot b_f \cdot t_f) \cdot f_y$

$$(0,7).0,85.f_{ck}.A_c \geq (0,9).(A - 2.b_f.t_f).f_y$$

$$(0,7).0,85.3,5.168.14 \geq (0,9).(415 - 2.45.3,15).35$$

4898,0kN \geq 4142,25kN \therefore A linha neutra está na mesa superior do perfil

A posição da linha neutra medida em relação à face superior do perfil de aço é:

$$\frac{y}{y} = \frac{0,9.A.f_y - (0,7).0,85.f_{ck}.A_c}{(0,9).2.b_f.f_y} = \frac{0,9.415.35 - (0,7).0,85.3,5.168.14}{(0,9).2.45.35} = 2,88cm$$

- **Resistência do momento fletor**

Adotando-se a interação completa entre os materiais tem-se que o momento fletor resistente é dado por:

$$\phi_b.M_n = 0,9 \left[C'.(h - y_t - y_c) + C.\left(\frac{t_c}{2} + t_p + h - y_t\right) \right]$$

onde:

y_c é a distância do centro de gravidade da parte comprimida da seção da viga de aço até a sua face superior e vale, neste projeto, 1,44cm;

y_t é a distância do centro de gravidade da parte tracionada da seção da viga de aço até a sua face inferior e vale, neste projeto, 18,40cm;

$$C' = \frac{1}{2}(A.f_y - C) = \frac{1}{2}(415.35 - 5442,27) = 4541,37$$

$$C = \frac{(0,7)}{(0,9)}.0,85.f_{ck}.b_c.t_c = \frac{(0,7)}{(0,9)}.0,85.3,5.168.14 = 5442,27$$

$$\phi_b.M_n = 0,9 \left[4541,37.(65 - 18,4 - 1,44) + 5442,27.\left(\frac{14}{2} + 6 + 65 - 18,4\right) \right] = 476502,81kN.cm$$

$\phi_b.M_n > M_d = 323085kN.cm \therefore$ A viga mista é adequada para interação completa

- **Cálculo do número de conectores**

A força cisalhante V_h que deve ser resistida pelos conectores de cisalhamento na

interação completa é o menor valor entre $A \cdot f_y$ e $0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_c$.

$$V_h \leq \begin{cases} A \cdot f_y = 415,35 = 14525kN \\ 0,85 \cdot f_{ck} \cdot A_c = 0,85 \cdot 3,5 \cdot 168,14 = 6997,2kN \Rightarrow \text{Adotado} \end{cases}$$

A força nominal resistente é de cada conector é função da resistência do conector e a resistência ao fendilhamento do concreto. Desta forma, a NBR 8800:1986 indica que a força resistente de um conector é o menor valor entre:

$$R_n \leq \begin{cases} 0,5 \cdot A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} \\ A_{cs} \cdot f_u \end{cases}$$

onde:

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto, não podendo ser tomado valor superior a 28MPa;

f_u é o limite de resistência à tração do aço do conector;

A_{cs} área da seção transversal do conector;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto dado na NBR 6118:2003 com o valor de $0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$.

Adotando-se conectores “*stud bolts*” com resistência ultima à tração igual a 415MPa e diâmetro de $\frac{3}{4}$ ” ou 19,1mm, tem-se a seguinte força R_n .

$$R_n \leq \begin{cases} 0,5 \cdot 2,86 \cdot \sqrt{2,8 \cdot 2816} = 126,98kN \\ 2,86 \cdot 41,5 = 118,69kN \Rightarrow \text{Adotado} \end{cases}$$

Adotando-se um fator de redução $C_{red} = 0,75$, tem-se:

$$R_d = C_{red} \cdot R_n = 0,75 \cdot 118,69 = 89,0kN$$

O número de conectores que devem ser posicionados de cada lado do ponto de

momento máximo, isto é, do meio do vão da ponte é:

$$n = \frac{V_h}{R_d} = \frac{6997,2}{89,0} = 78,62 \Rightarrow 79 \text{ conectores}$$

- **Verificação da tensão na mesa inferior**

A NBR 8800:1986, no item 6.2.3.2.2, prevê uma limitação da tensão de tração na mesa inferior da viga de aço dada por:

$$\frac{M_g}{W_a} + \frac{M_l}{W_{tr}} \leq 0,9 \cdot f_y$$

onde:

M_g e M_l são momentos fletores devidos às ações aplicadas, respectivamente antes e depois da resistência do concreto atingir $0,75 f_{ck}$.

W_a é o módulo resistente inferior da seção da viga de aço;

W_{tr} módulo resistente inferior da seção mista.

$$W_a = W_x = 9511 \text{ cm}^3$$

$$W_{tr} = \frac{I_{tr}}{h - y} = \frac{698993,37}{65 - 2,88} = 11252,31 \text{ cm}^3$$

$$M_g = 66850 \text{ kN.cm}$$

$$M_l = 256235 \text{ kN.cm}$$

Verificando:

$$\frac{66850}{9511} + \frac{256235}{11252,31} \leq 0,9 \cdot 35$$

$$29,80 \text{ kN/cm}^2 < 31,5 \text{ kN/cm}^2 \therefore \text{Ok}$$

- **Verificação do estado limite último de resistência à cortante**

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{587}{22,4} = 26,21$$

$$\lambda_p = 1,08 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{f_y}}$$

Adotando-se enrijecedores somente nos apoios tem-se:

$$\frac{a}{h_w} = \frac{1460}{58,7} = 24,87 > 3$$

$$k = 5,34$$

Portanto

$$\lambda_p = 1,08 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{f_y}} = 1,08 \cdot \sqrt{\frac{5,34 \cdot 20500}{35}} = 60,40 > \lambda_w \therefore \text{Análise plástica}$$

$$V_n = V_{pl} = 0,55 \cdot f_y \cdot A_w = 0,55 \cdot 35 \cdot 131,49 = 2531,14 \text{ kN}$$

$$R_d = \phi_v \cdot V_n = 0,9 \cdot 2531,14 = 2278,03 \text{ kN} > V_d = 957,70 \text{ kN} \therefore \text{Ok}$$

- **Verificação da estado limite de deslocamento excessivo**

O esquema estático ilustrado na Fig. 9,12 gerará o máximo deslocamento vertical.

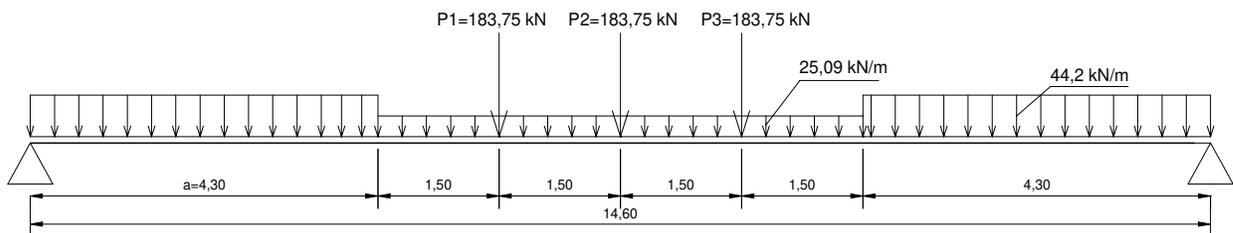


Figura 9.12 – Esquema estático para determinação do deslocamento vertical

Flecha devido a carga permanente de 25,09kN/m

$$\delta_1 = \frac{5 \cdot g \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 0,2509 \cdot 1460^4}{384 \cdot 20500 \cdot 309117} = 2,34 \text{ cm}$$

Flecha devido a carga de multidão (44,20-25,09=19,11kN/m)

$$\delta_2 = 2 \cdot \left[\frac{p \cdot a^2}{EI_r} \cdot \left(\frac{L^2}{16} + \frac{11 \cdot L}{48} + \frac{1}{12} \right) \right] = 2 \cdot \left[\frac{0,1911 \cdot 430^2}{20500 \cdot 698993,37} \cdot \left(\frac{1460^2}{16} + \frac{11 \cdot 1460}{48} + \frac{1}{12} \right) \right] =$$

$$\delta_2 = 0,66 \text{ cm}$$

Flecha devido as cargas P1 e P3

$$\delta_3 = 2 \cdot \left[\frac{P \cdot (1460 - 430 - 150)}{3 \cdot EI_r \cdot L} \cdot \sqrt{\left(\frac{L^2 - (1460 - 430 - 150)^2}{3} \right)^3} \right] =$$

$$\delta_3 = 2 \cdot \left[\frac{183,75 \cdot (880)}{3 \cdot 20500 \cdot 698993,37 \cdot 1460} \cdot \sqrt{\left(\frac{1460^2 - (880)^2}{3} \right)^3} \right] = 1,57 \text{ cm}$$

Flecha devido a carga P2

$$\delta_4 = \frac{1 \cdot P \cdot L^3}{48 \cdot EI_r} = \frac{1 \cdot 183,75 \cdot 1460^3}{48 \cdot 20500 \cdot 698993,37} = 0,83 \text{ cm}$$

A flecha total é:

$$\delta_{Total} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 = 2,34 + 0,66 + 1,57 + 0,83 = 5,40 \text{ cm}$$

$$\delta_{Limite} = \frac{L}{350} = \frac{1460}{350} = 4,17 \text{ cm} \therefore \text{Aplicar contra - flecha de } 1,5 \text{ cm} \approx 10\% \text{ do vão } L.$$

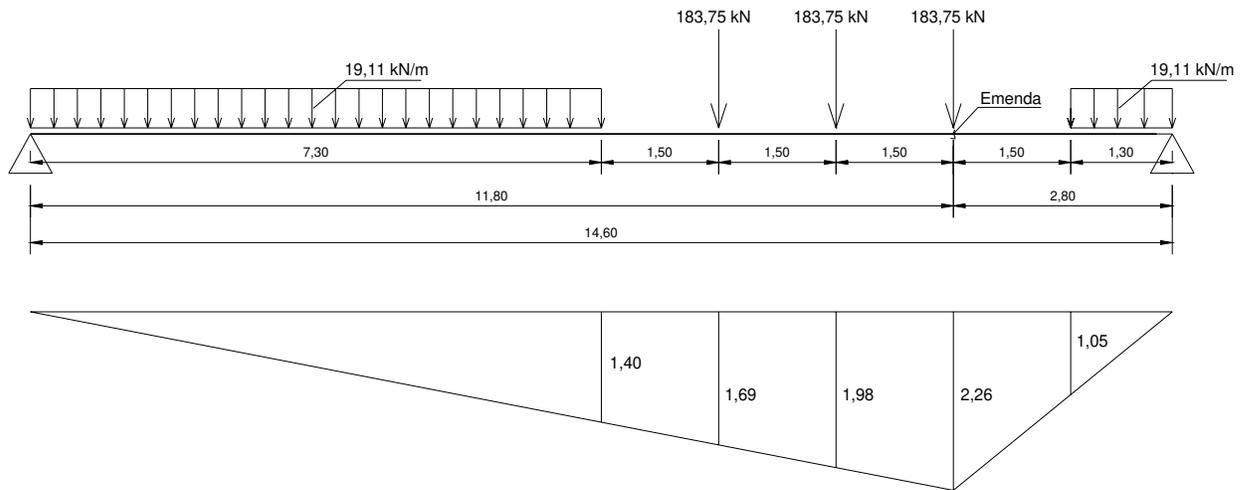
- **Verificação da fadiga**

A categoria da fadiga é definida como condição de carregamento 4 onde são aplicados mais de 2000000 ciclos em 50 anos. Verificação da emenda dos perfis item 11 da figura 21 da NBR 8800:1986. Classe B

Tensão normal máxima é dada por:

$$\sigma_{max} = f_y - 7 = 35 - 7 = 28 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

O momento fletor atuante devido as cargas permanentes tem valor de $M_{g,emenda} = 21690 \text{ kN} \cdot \text{cm}$. O momento fletor as ações do trem-tipo é calculado com o auxílio da Fig. 13.



Linha de Influência da Momento Fletor na Emenda dos Perfis

Figura 9.13 – Linhas de influência pra seção da emenda dos perfis das longarinas

$$M_{l,emenda} = [183,75 \cdot (2,26 + 1,96 + 1,69)] + 19,11 \cdot \left(\frac{7,3 \cdot 1,4}{2} + \frac{1,3 \cdot 1,05}{2} \right) = 1196,66 \text{ kN.m}$$

A tensão solicitante é dada por:

$$\sigma = \frac{M_{g,emenda}}{W_a} + \frac{M_{l,emenda}}{W_{tr}} = \frac{21690}{9511} + \frac{119666}{11252,31} = 12,92 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{\max} = 28 \text{ kN/cm}^2 \therefore \text{Ok}$$

9.1.4 Dimensionamento dos diafragmas (transversinas)

Conforme Pinho e Bellei (2007) o número de transversinas deve ser calculado para vãos de no máximo 7,6m entre elas mais duas nos apoios.

$$N_{\text{Transversinas}} = \frac{L}{7,6} + 2 = \frac{14,6}{7,6} + 2 = 3,92 \Rightarrow \text{Para combater a F.L.T. na fase construtiva}$$

adotou - se 5 transversinas

A altura das transversinas é dado por:

$$h_{Transversal} = \frac{1}{2} \cdot h = \frac{1}{2} \cdot 650 = 325\text{mm} \therefore \text{Perfil W350x73}$$

9.1.5 Dimensionamento da laje

- **Características**

Altura da treliça = 12 cm;

Espessura da sapata do painel pré-fabricado = 6 cm;

Altura da laje = 20 cm;

Classe de agressividade ambiental II;

Cobrimento $c_{nom} = 2,5\text{cm}$

- **Seções de análise**

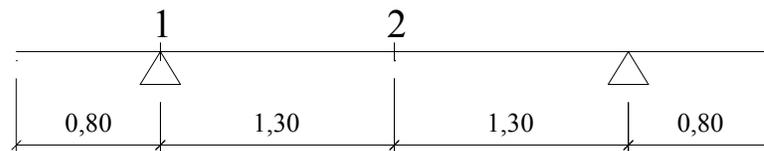


Figura 9.14 – Seções de análise e dimensionamento da laje do tabuleiro

Momentos fletores: seção 1 e 2;

Esforço cortante: seção 1.

- **Esforços na faixa de 1 m (unitária)**

Pelo fato da laje ser armada em uma direção, fez-se uma simplificação para a

determinação dos esforços através de linhas de influência para uma faixa unitária de laje.

Momento negativo máximo da seção 1 (Fig. 9.15).

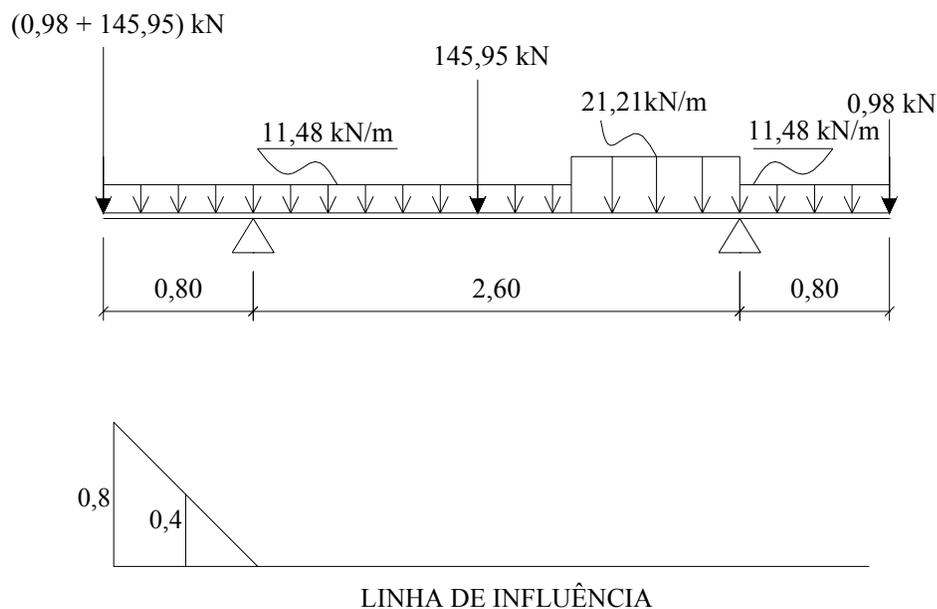


Figura 9.15 – Esquema estático e linha de influência para a determinação do momento fletor máximo na seção 1

$$M_1 = [(145,95 + 0,98) \cdot 0,8] + \left(11,48 \cdot \frac{-0,8 \cdot 0,8}{2} \right) = -121,22 \text{ kN} \cdot \text{m} = -12122 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Momento positivo máximo na seção 2 (Fig. 9.16).

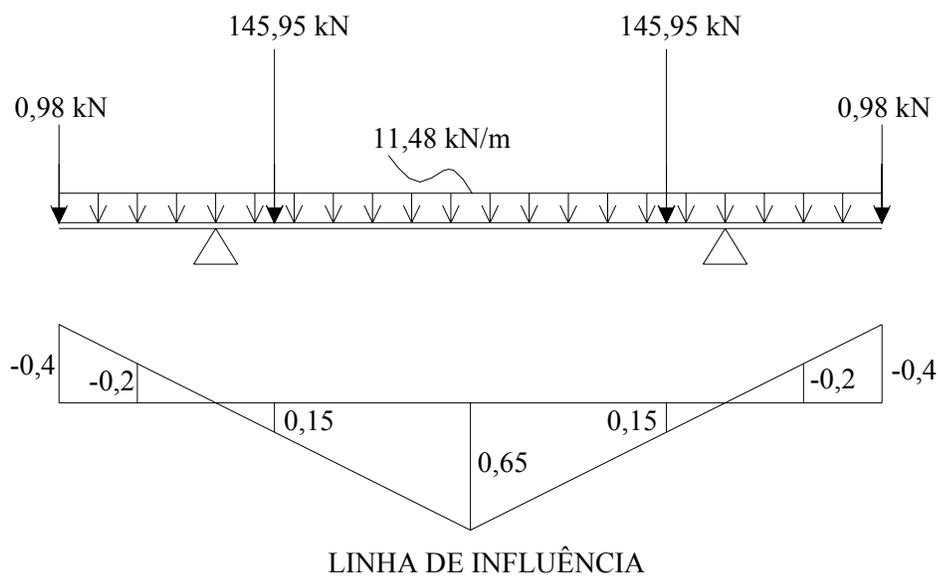


Figura 9.16 – Esquema estático e linha de influência para a determinação do momento fletor máximo na seção 2

$$M_2 = (145,95 \cdot 2 \cdot 0,15) + 2 \left(11,48 \cdot \frac{0,65 \cdot 1,3}{2} \right) + 2 \left(11,48 \cdot \frac{0,8 \cdot -0,4}{2} \right) + (2 \cdot 0,98 \cdot -0,4) =$$

$$M_2 = 49,03 \text{ kN.m} = 4903 \text{ kN.cm}$$

Cortante máxima na seção 1 (Fig. 9.17).

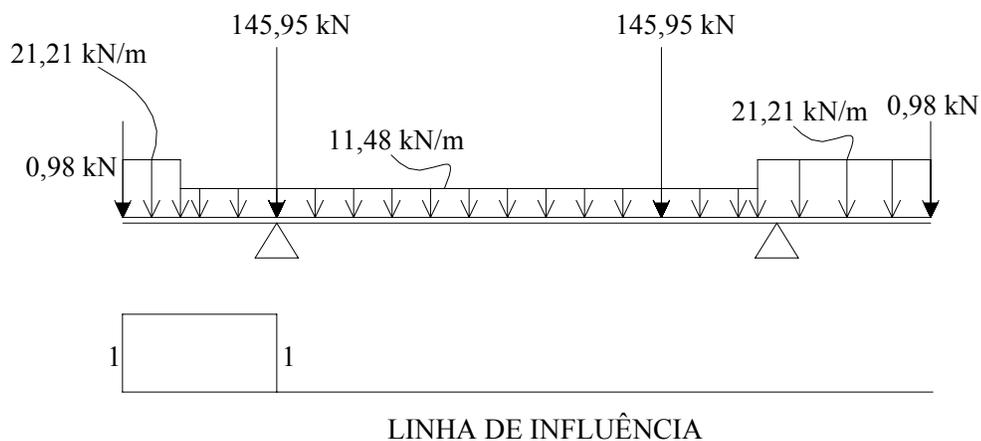


Figura 9.17 – Esquema estático e linha de influência para a determinação da cortante máxima na seção 1

$$V_1 = (0,98.1) + (21,21.0,3.1) + (11,48.0,5.1) + (145,953.1) = 159,03kN$$

- **Verificação da inversão das reações de apoio**

A situação mais crítica para haver a inversão no sentido das reações dos apoios é mostrada na Fig. 9.18.

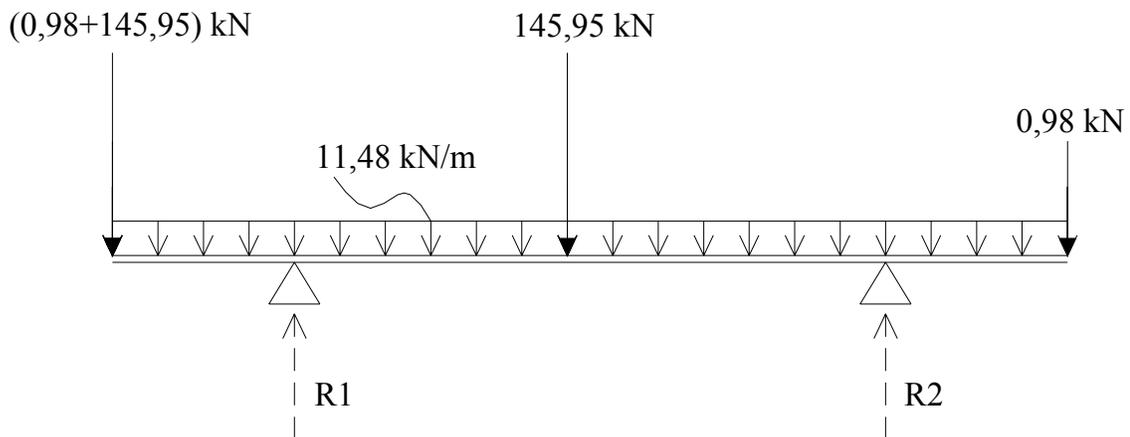


Figura 9.18 – Esquema estático para a verificação da inversão de reações de apoio

$$\sum M_1^{\oplus} = 0$$

$$[-(145,95 + 0,98).0,8] + \left[-11,48 \cdot \frac{0,8^2}{2} \right] + [145,95.1,2] + \left[11,48 \cdot \frac{3,4^2}{2} \right] + [0,98.3,4] - (2,6.R_2) = 0$$

$$\uparrow R_2 = 47,54kN$$

$$\uparrow \sum F_v^{\oplus} = 0$$

$$-[(145,95.2) + (0,98.2) + (11,48.4,2)] + 49,30 + R_1 = 0$$

$$\uparrow R_1 = 192,42kN$$

Não há inversão de reações nos apoios.

- **Esforços máximos**

$$\text{Momentos fletores} \begin{cases} \text{Positivo} = 4903 \text{ kN.cm} \\ \text{Negativo} = 12122 \text{ kN.cm} \end{cases}$$

Cortante = 159,03 kN

- **Altura útil (Fig. 9.19)**

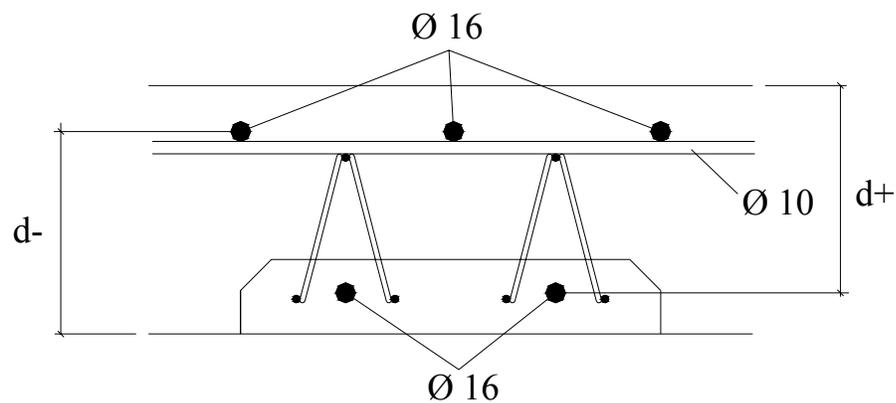


Figura 9.19 – Disposição da armadura para determinação da altura útil

Os diâmetros indicados são adotados para efeito de pré-dimensionamento, ficando as alturas úteis positiva e negativa:

$$h_{laje} = 20,0 \text{ cm}$$

$$c_{nom} = 2,5 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} d^+ = 16,7 \text{ cm} \\ d^- = 16,3 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Armadura de flexão com treliça**

Foram utilizadas as tabelas de Pinheiro (1993).

➤ Flexão positiva com treliça

$$k_c = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{100 \cdot 16,7^2}{4903} = 5,69 \text{ cm}^2 / \text{kN}$$

$$k_s = 0,024 \text{ cm}^2 / \text{kN}$$

$$A_{s,cal} = \frac{M_d \cdot k_s}{d} = \frac{4903 \cdot 0,024}{16,7} = 7,05 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_s = 2,12 \text{ cm}^2 / \text{painel} \\ \text{Treliça} = TR12646 \\ \text{Para painel de 30 cm: } A_{treliça} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{painel} \\ A_{s,reforço} = 0,99 \text{ cm}^2 / \text{painel} \end{array} \right\} \therefore \text{reforço} = (2\phi 8) / \text{painel}$$

Armadura de distribuição inferior:

$$A_{s,dis} \geq \begin{cases} 0,9 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ 0,5 \rho_{\min} = 0,5 \cdot \frac{0,201}{100} = 1,005 \times 10^{-3} \Rightarrow A_{s,\min} = 1,005 \times 10^{-3} \cdot 100 \cdot 20 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ 0,2 A_{s,\text{principal}} = 0,2 \times 7,05 = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{m} \end{cases}$$

Adotado :

$$A_{s,dis} = \phi 8 \text{ c} / 25 \text{ cm}$$

➤ Flexão negativa

$$k_c = \frac{b_w \cdot d^2}{M_d} = \frac{100 \cdot 16,3^2}{12122} = 2,19 \text{ cm}^2 / \text{kN}$$

$$k_s = 0,026 \text{ cm}^2 / \text{kN}$$

$$A_{s,cal} = \frac{M_d \cdot k_s}{d} = \frac{12122 \cdot 0,026}{16,3} = 19,34 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 16 \text{ c} / 10 \text{ cm}$$

Armadura de distribuição superior:

$$A_{s,dis} \geq \begin{cases} 0,9cm^2 / m \\ 0,5\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{0,201}{100} = 1,005 \times 10^{-3} \Rightarrow A_{s,min} = 1,005 \times 10^{-3} \cdot 100 \cdot 20 = 2,01cm^2 / m \\ 0,2A_{s,principal} = 0,2 \times 19,34 = 3,87cm^2 / m \end{cases}$$

Adotado :

$$A_{s,dis} = \phi 10 \text{ c } / 20cm$$

- **Verificação da cortante (modelo de cálculo I da NBR 6118:2003)**

$$\tau_{Sd} = \frac{V_d}{b_w \cdot d} = \frac{159,03}{100 \cdot 16,7} = 0,0952kN / cm^2 = 0,952MPa$$

➤ Esmagamento do concreto

$$\begin{aligned} \tau_{Rd2} &= 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \\ \Rightarrow \alpha_{v2} &= \left(1,0 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1,0 - \frac{35}{250}\right) = 0,86 \\ \tau_{Rd2} &= 0,27 \cdot 0,86 \cdot \frac{35}{1,4} = 5,81MPa > \tau_{Sd} \therefore Ok \end{aligned}$$

➤ Dispensa da armadura transversal

$$\begin{aligned} \tau_{Rd1} &= [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho_1)] \\ \Rightarrow \tau_{Rd} &= 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot 35^{2/3}}{1,4} = 0,4012MPa \\ \Rightarrow k &= |1,6 - d| = |1,6 - 0,167| = 1,433 > 1 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \Rightarrow \frac{7,05}{100 \cdot 16,7} = 0,00422 < 0,02$$

$$\tau_{Rd1} = [0,4012 \cdot 1,433 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00422)] = 0,787MPa < \tau_{Sd} \therefore \text{Necessito armar à cortante}$$

➤ Cálculo da armadura de cortante considerando as diagonais da treliça (Fig. 9.20)

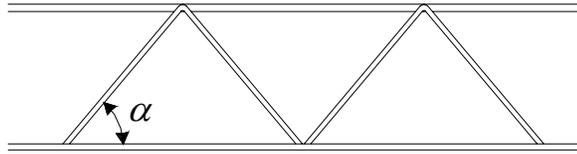


Figura 9.20 – Determinação do ângulo da armadura transversal composta pelas diagonais da treliça.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{12}{10} = 1,2 \Rightarrow \alpha = 50,2^\circ$$

$$\tau_{sw} = \tau_{sd} - \tau_c$$

$$\Rightarrow \tau_c = \tau_{c0} = \frac{0,6 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 35^{2/3}}{1,4} = 0,963 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sw} = 0,952 - 0,963 = -0,011 \text{ MPa} \therefore \text{Necessita apenas da armadura mínima}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \rho_{sw, \min} \cdot b_w \cdot \operatorname{sen} \alpha = \frac{0,128}{100} \cdot 100 \cdot \operatorname{sen} 50,2^\circ = 0,0983 \text{ cm}^2 / \text{cm} = 9,83 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Painel de 30 cm - em 1 m da laje existem $65\phi 4,2 = 10,81 \text{ cm}^2 / \text{m}$ transformando para aço CA-50 pois o aço da treliça é CA-60. Portanto verifica-se que a armadura existente nas diagonais das treliças é suficiente para combater o esforço cortante.

- **Armadura do guarda-roda**

Foi adotada uma armadura longitudinal e transversal para o guarda-roda com os seguintes valores:

$$A_{s, \text{transversal}} = \phi 6,3 \text{ c} / 12,5 \text{ cm}$$

$$A_{s, \text{longitudinal}} = (6\phi 8) / \text{guarda-roda}$$

9.2 Projeto de ponte tipo de madeira

9.2.1 Dados da ponte

A vista longitudinal da ponte e a seção transversal típica são demonstradas nas Fig. 9.21. e Fig. 9.22.

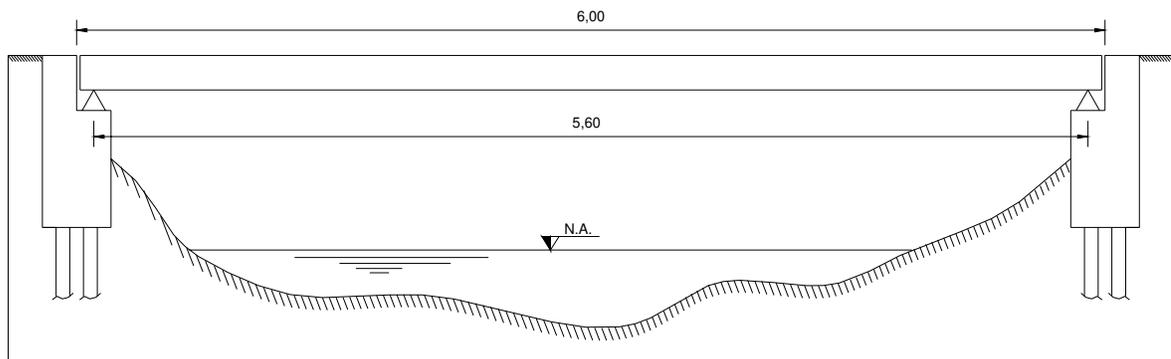


Figura 9.21 – Vista longitudinal da ponte

Os principais dados do projeto da ponte são:

- Comprimento da ponte: Vão = 6,0m;
- Largura da ponte: $B = 4,0m + D$;
- Distância entre longarinas: $b = 2,0m$;
- Classe da ponte: TB45t;

- Madeira da classe C40.

$$K_{\text{mod}} = K_{\text{mod},1} \cdot K_{\text{mod},2} \cdot K_{\text{mod},3} = 0,8 \cdot 0,8 \cdot 0,8 = 0,512$$

$$f_{c0,k} = 40 \text{MPa}$$

$$f_{v0,k} = 6 \text{MPa}$$

$$E_{c0,m} = 19500 \text{MPa}$$

$$f_{c0,d} = 0,512 \cdot \frac{40}{1,4} = 14,63 \text{MPa} = 1,463 \text{kN} / \text{cm}^2$$

$$f_{v0,d} = 0,512 \cdot \frac{6}{1,8} = 1,71 \text{MPa} = 0,171 \text{kN} / \text{cm}^2$$

$$E_{c0,ef} = 19500 \cdot 0,512 = 9984 \text{MPa}$$

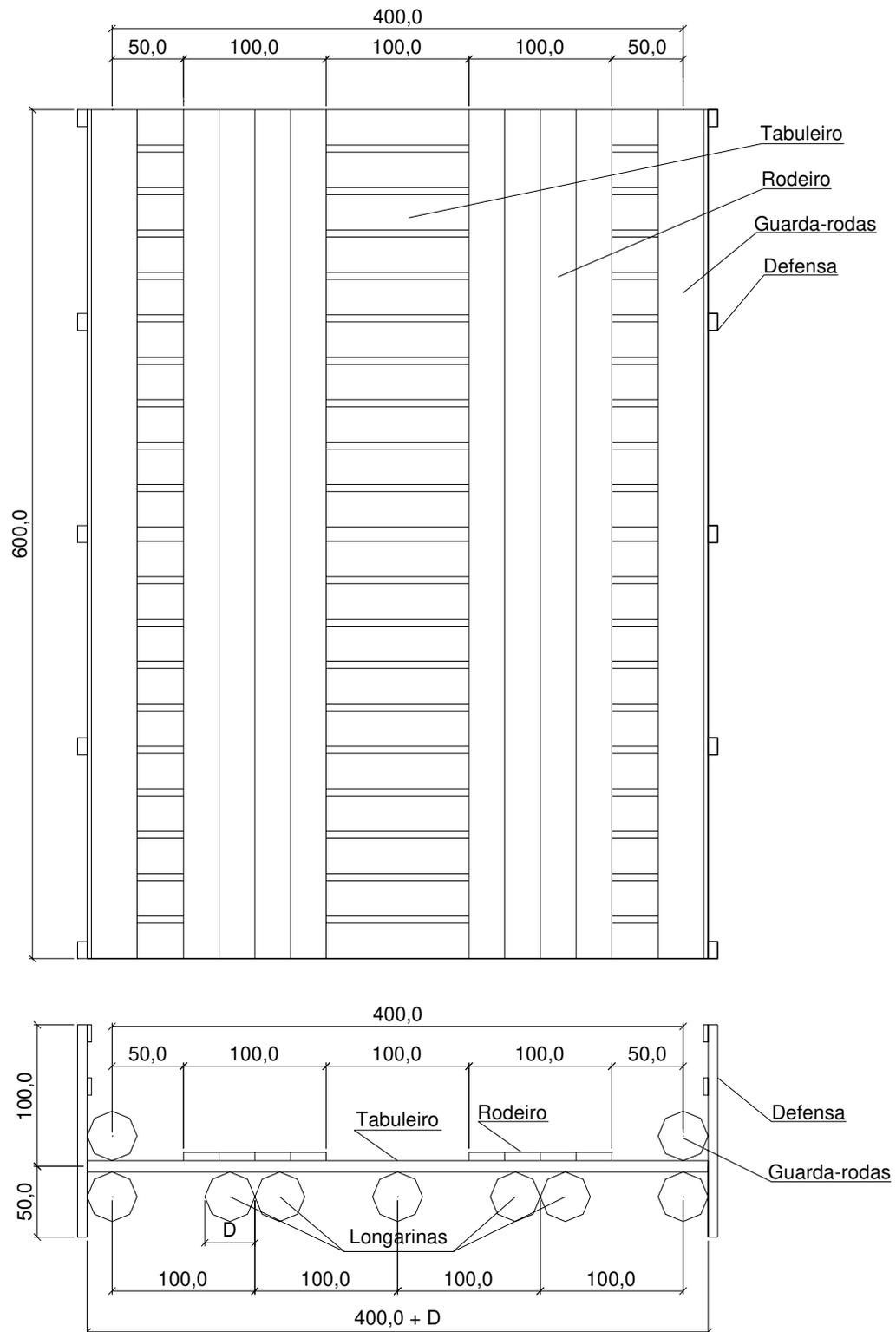


Figura 9.22 – Seção típica da ponte

As hipóteses de cálculo, conforme Calil *et al* (2006), são as seguintes:

- As longarinas posicionadas abaixo do rodeiro são dimensionadas para suportarem a ação permanente de peso próprio e as ações acidentais e seus efeitos dinâmicos. O diâmetro de referencia utilizado no cálculo estrutural deve ser o diâmetro a 1/3 do topo, considerando a conicidade da madeira roliça.
- Em cada linha de rodas do veículo-tipo têm-se duas vigas suportando o carregamento.
- Apesar do tabuleiro e do rodeiro contribuírem para a redistribuição transversal do carregamento para as longarinas vizinhas, este efeito não é considerado no dimensionamento.

9.2.2 Carregamento característico

- Carga móvel TB 45t

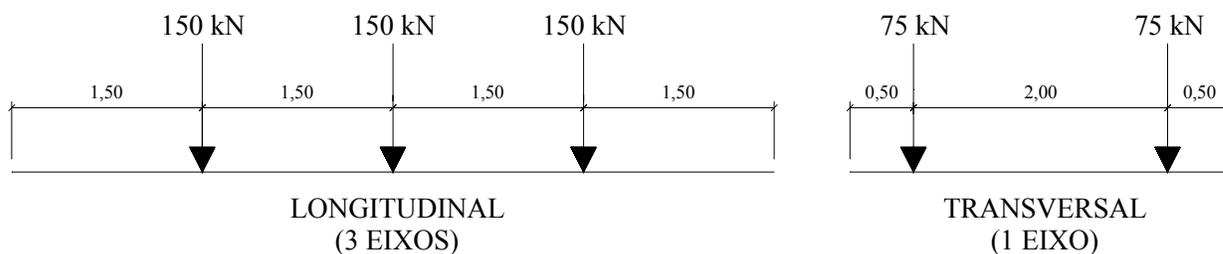


Figura 9.23 – Esquema da carga móvel

- Peso Próprio

Estimando-se uma densidade de 950 kgf/m^3 tem-se o seguinte cálculo para o peso próprio acrescido de 3% para levar em consideração os conectores metálicos. Estima-se uma espessura para o rodeiro e o tabuleiro de 10cm e para as longarinas um diâmetro de 50cm

$$pp = 950 \times \left\{ \left[\frac{\left((N_{longarinas}^{\circ}) \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot Comp \right) + (Esp_{Rodeiro} \cdot Larg_{Rodeiro} \cdot Comp)}{Comp \times Larg_{Ponte}} \right] + (Esp_{Tabuleiro}) \right\} \times 1,03$$

$$pp = 950 \times \left\{ \left[\frac{\left((9) \cdot \frac{\pi \cdot 0,5^2}{4} \cdot 6,0 \right) + (0,10 \cdot 2,0 \cdot 6,0)}{6,0 \times 4,5} \right] + (0,10) \right\} \times 1,03 = 526 \text{ kgf} / \text{m}^2 = 5,26 \text{ kN} / \text{m}^2$$

➤ Carga de multidão

$$5,00 \text{ kN} / \text{m}^2$$

9.2.3 Determinação dos esforços máximos e combinação das ações

Segundo Calil *et al* (2006) nas pontes de madeira o rodeiro indica a posição por onde deve passar o veículo. Tendo o veículo-tipo sobre o rodeiro tem-se a situação mais desfavorável para as longarinas. Em contra partida, na situação quando o veículo está fora do rodeiro tem-se a situação mais desfavorável para o tabuleiro.

No presente estudo tem-se o posicionamento desfavorável para o veículo-tipo sobre a ponte ilustrado na Fig. 9.24 da qual obtem-se o valor máximo de momento fletor.

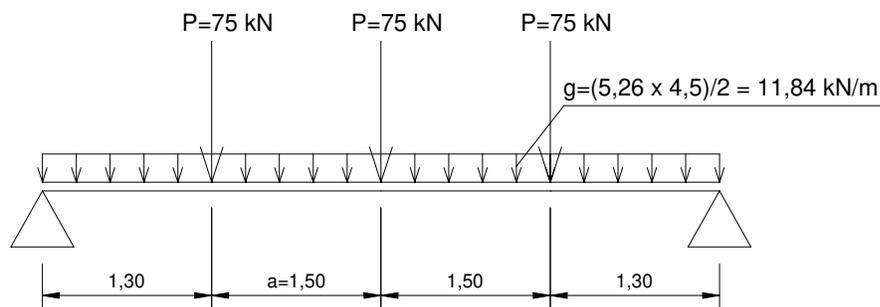


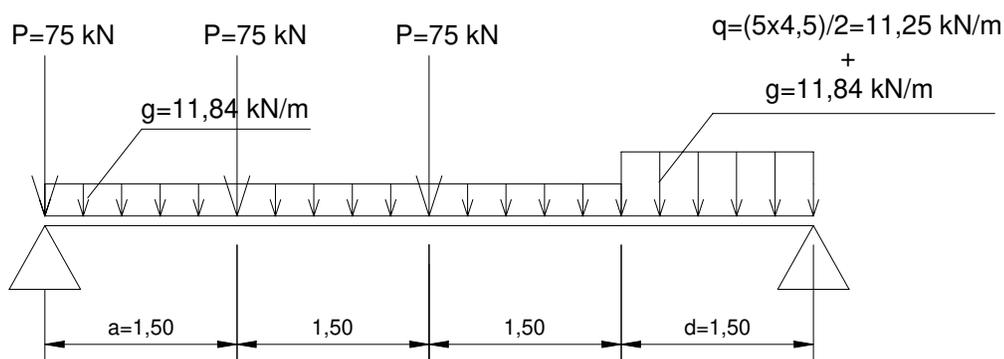
Figura 9.24 – Esquema estático para a determinação do momento fletor máximo

O momento fletor máximo é dado por:

$$M_{gk} = \frac{g \cdot L^2}{8} = \frac{11,84 \cdot 5,6^2}{8} = 46,41 \text{ kN.m}$$

$$M_{qk} = \left(\frac{3 \cdot P \cdot L}{4} - P \cdot a \right) = \left(\frac{3 \cdot 75 \cdot 5,6}{4} - 75 \cdot 1,5 \right) = 202,5 \text{ kN.m}$$

Para o valor da reação de apoio e cortante máximas tem-se (Fig. 9.26):

**Figura 9.26 – Esquema estático para a determinação da cortante e reação de apoio máximas**

$$Q_{gk} = R_{gk} = \frac{g \cdot L}{2} = \frac{11,84 \cdot 5,6}{2} = 33,15 \text{ kN}$$

$$Q_{qk} = R_{qk} = \frac{P}{L} \cdot (L + 3 \cdot a + 2 \cdot d) + \frac{q \cdot d^2}{2 \cdot L}$$

$$Q_{qk} = R_{qk} = \frac{75}{5,6} \cdot (5,6 + 3 \cdot 1,5 + 2 \cdot 1,5) + \frac{11,25 \cdot 1,5^2}{2 \cdot 5,6} = 177,71 \text{ kN}$$

Para o dimensionamento do tabuleiro deve-se apenas calcular o momento fletor máximo devido a carga acidental e seus efeitos dinâmicos. De acordo com Calil *et al* (2006), este momento fletor é dado por:

$$M_{rq,k} = \frac{P}{4} \cdot (L_r - a_r) = \frac{75}{4} \cdot (0,65 - 0,5) = 2,81kN.m$$

onde:

L_r é o vão entre longarinas que no projeto vale 65cm;

a_r é o comprimento carregado pela roda que para TB45 vale 0,5m

Os esforços de cálculo são obtidos pelas seguintes combinações:

$$\begin{aligned} M_d &= \gamma_g \cdot M_{g,k} + \gamma_q \cdot [M_{qk} + 0,75 \cdot (\varphi - 1) \cdot M_{qk}] \\ Q_d &= \gamma_g \cdot Q_{g,k} + \gamma_q \cdot [Q_{qk} + 0,75 \cdot (\varphi - 1) \cdot Q_{qk}] \\ R_d &= \gamma_g \cdot R_{g,k} + \gamma_q \cdot R_{q,k} \\ M_{r,d} &= M_{rq,k} \end{aligned}$$

onde:

$\gamma_g = 1,3$ para madeira classificada (pequena variabilidade) e 1,4 quando o peso próprio não supera 75% da totalidade dos pesos permanentes (grande variabilidade);

$\gamma_q = 1,4$ para ações variáveis (cargas acidentais móveis);

$\varphi =$ coeficiente de impacto vertical dado por $\varphi = 1 + \frac{\alpha}{40 + L}$, onde α é 20 para pontes rodoviárias com assoalho de madeira e L é o vão teórico em metros.

Desta forma:

$$\begin{aligned} M_d &= 1,3 \cdot 46,41 + 1,4 \cdot [202,50 + 0,75 \cdot (1,44 - 1) \cdot 202,50] = 437,39kN.m \\ Q_d &= 1,3 \cdot 33,15 + 1,4 \cdot [177,71 + 0,75 \cdot (1,44 - 1) \cdot 177,71] = 373,99kN \\ R_d &= 1,3 \cdot 33,15 + 1,4 \cdot 177,71 = 291,89kN \\ M_{r,d} &= 7,5kN.m \end{aligned}$$

9.2.4 Dimensionamento das longarinas e do tabuleiro

O diâmetro mínimo das longarinas é determinado pelo maior resultado das seguintes condições:

- tensões normais

$$D_{\min} \geq \left(\frac{16.M_d}{\pi.f_{c0,d}} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{16.43739}{\pi.1,463} \right)^{\frac{1}{3}} = 53,4cm \Rightarrow Adotado = 54cm$$

- tensões tangenciais

$$D_{\min} \geq \left(\frac{8.Q_d}{3.\pi.f_{v0,d}} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{8.373,99}{3.\pi.0,171} \right)^{\frac{1}{2}} = 43,1cm$$

- flecha

$$D_{\min} \geq \left\{ \frac{360}{L} \cdot \frac{4.P}{3.\pi.E_{M,ef}.L} \cdot [L^3 + 2.b.(3.L^2 - 4.b^2)] \right\}^{\frac{1}{4}}, \text{ onde } b=(L-2a)/2$$

$$D_{\min} \geq \left\{ \frac{360}{560} \cdot \frac{4.75}{3.\pi.998,4.560} \cdot [560^3 + 2.130.(3.560^2 - 4.130^2)] \right\}^{\frac{1}{4}} = 11,0cm$$

A espessura do tabuleiro é dada pela seguinte condição:

$$esp \geq \left(\frac{6.M_{r,d}}{\text{larg}.f_{c0,d}} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{6.281}{20.1,463} \right)^{\frac{1}{2}} = 7,6cm \Rightarrow Adotado = 8cm$$

Conferindo o peso próprio tem-se:

$$pp = 950 \times \left\{ \left[\frac{\left((N_{longarinas}) \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot Comp \right) + (Esp_{Rodeiro} \cdot Larg_{Rodeiro} \cdot Comp)}{Comp \times Larg_{Ponte}} \right] + (Esp_{Tabuleiro}) \right\} \times 1,03$$

$$pp = 950 \times \left\{ \left[\frac{\left((9) \cdot \frac{\pi \cdot 0,54^2}{4} \cdot 6,0 \right) + (0,08 \cdot 2,0 \cdot 6,0)}{6,0 \times 4,5} \right] + (0,08) \right\} \times 1,03 = 561 \text{kgf} / \text{m}^2 = 5,61 \text{kN} / \text{m}^2$$

Variação de 6,23% o que está dentro do aceitável (limite de 10%).

Calil *et al* (2006) ainda fazem as seguintes recomendações construtivas:

- Todas as peças de reflorestamento devem ser tratadas com CCA;
- Todas as peças metálicas devem ser tratadas com anticorrosivos (galvanização à fogo);
- As peças do tabuleiro devem ser espaçadas a cada 15mm a 25mm;
- As longarinas devem ser niveladas pela parte superior e nos apoios são recomendados calços de madeira. Não é recomendado o uso de entalhes para o nivelamento das longarinas, entretanto se indispensável, não deve superar $\frac{1}{4}$ da altura da seção. Deve ser verificado o fendilhamento do entalhe;
- As longarinas devem ser fixadas nos apoios de madeira por meio de barras de aço CA-50 de 19,mm de diâmetro, coladas com adesivo epóxi.