

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Marluce Heinen

**RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO:
ANÁLISE DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NA PONTE
GIUSEPPE GARIBALDI**

Porto Alegre

Julho 2018

MARLUCE HEINEN

**RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO:
ANÁLISE DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NA PONTE
GIUSEPPE GARIBALDI**

Projeto de Pesquisa do Trabalho de Diplomação a ser apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Roberto Domingo Rios

Porto Alegre

Julho 2018

MARLUCE HEINEN

**RECUPERAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO:
ANÁLISE DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NA PONTE
GIUSEPPE GARIBALDI**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo/a Professor/a Orientador/a e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, julho de 2018

Prof. Roberto Domingo Rios
Dr. pelo PPGA/UFRGS
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. pelo PPGA/UFRGS

Prof. João Ricardo Masuero (UFRGS)
Dr. pelo PPGA/UFRGS

Profa. Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa (UFRGS)
Dra. pelo PPGA/UFRGS

Dedico este trabalho a minha família

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais, por todo amor, e por tantas vezes deixarem seus sonhos de lado para que eu pudesse realizar os meus.

Aos meus padrinhos, Tatiana e Paulo, pela dedicação, generosidade e amor, por terem me dado todo suporte e me auxiliado desde a preparação para o vestibular até o desenvolvimento do presente trabalho, por terem sido fundamentais para a concretização desse objetivo.

À minha irmã, pelo apoio e carinho.

Ao meu namorado, Luciano, pelo companheirismo e cumplicidade.

Aos meus padrinhos, Janine e Vilmar, por me incentivarem e torcerem por mim.

À minha tia Vânia, por ser um exemplo de força e determinação.

Às minhas avós, Irma e Celita, e aos meus tios, Benícia e Rudi, que mesmo não estando mais comigo fisicamente, são meus exemplos e inspirações de vida.

Aos meus amigos, pelo carinho e compreensão.

Agradeço ao Prof. Roberto Rios, orientador deste trabalho, por sua disponibilidade para me auxiliar, pelo conhecimento transmitido ao longo deste trabalho e, também, ao longo do curso.

Agradeço ao Prof. João Ricardo Masuero, por suas contribuições ao longo do desenvolvimento deste trabalho e pelo conhecimento repassado.

A mente que se abre a uma nova ideia jamais voltará ao seu tamanho original.

Albert Einstein

RESUMO

Este trabalho visa identificar e analisar a ocorrência de manifestações patológicas na ponte Giuseppe Garibaldi, bem como propor as alternativas de recuperação estrutural aplicáveis ou substituições dos elementos danificados. O objeto de análise será a referida ponte, situada entre as cidades de Imbé e Tramandaí, no litoral do estado do Rio Grande do Sul. A construção da estrutura sobre o rio Tramandaí, iniciada na década de 1950, e ampliada por volta de 1970 foi executada em concreto armado e protendido e atualmente apresenta diversas manifestações patológicas, gerando insegurança quanto à estabilidade e utilização em seus usuários e autoridades locais. Dessa forma, através da análise dos sintomas patológicos encontrados durante a inspeção visual realizada, bem como a determinação da carga residual da estrutura, considerando ainda que a ponte está situada em uma região com elevada agressividade ambiental, são definidas as técnicas de recuperação estrutural mais indicadas ao caso, ou eventual substituição de peças que não possam ser recuperadas.

Palavras-chave: Pontes. Manifestações patológicas. Recuperação estrutural.
Deterioração. Durabilidade.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Representação esquemática do estudo.....	18
Figura 2: Principais elementos constituintes de uma ponte	21
Figura 3: Configuração de uma ponte sem a utilização de encontros	21
Figura 4: Tabuleiro em laje maciça de concreto armado ou protendido	22
Figura 5: Tabuleiro em vigas T: 1 - laje de concreto; 2 – vigas principais seção T; 3 – transversinas .	23
Figura 6: Tabuleiro em vigas T: 1 - laje de concreto; 2 – vigas principais seção T; 3 – transversinas; 4 – longarinas	23
Figura 7: Tabuleiro em vigas T: 1 - laje de concreto; 2 – vigas principais	24
Figura 8: Laje de transição	24
Figura 9: Vigamento principal com associação de vigas T: 1 – vigas longitudinais; 2 – laje do tabuleiro; 3 – transversinas; 5 – camada de regularização; 6 – guarda-corpo.....	25
Figura 10: Pêndulo de concreto armado, com rótulas metálicas	26
Figura 11: Pilar em forma de pórtico: 1 – pilares; 2 – viga de capeamento; 3 - bloco.....	27
Figura 12: Tipos de blocos de fundação: a) faces verticais; b) faces inclinadas; c) faces em degraus .	28
Figura 13: Tipos de sapatas: a) altura constante; b) altura variável	28
Figura 14: Disposição das cargas estáticas.....	29
Figura 15: Fissuração em função do tipo de sollicitação predominante.....	43
Figura 16: Fissuração por compressão sem e com confinamento	43
Figura 17: Fissuração em vigas: a – momento negativo; b – momento positivo; c – compressão; d – corte.....	44
Figura 18: Fissuração devido à torção.....	44
Figura 19: Fissuração por recalque diferencial	46
Figura 20: Complementação de armadura.....	57
Figura 21: Localização Ponte Giuseppe Garibaldi.....	60
Figura 22: Vista da Ponte Giuseppe Garibaldi.....	61
Figura 23: Vista da Ponte Giuseppe Garibaldi.....	61
Figura 24: Configuração de cargas máximas permitidas em cada faixa:	62
Figura 25: Seção transversal das longarinas.....	63
Figura 26: Seção transversal das longarinas.....	64
Figura 27: Seção transversal do tabuleiro	64
Figura 28: Notícia veiculada na mídia sobre o estado de conservação da ponte	65
Figura 29: Notícia veiculada na mídia sobre a limitação de carga da estrutura	66
Figura 30: Ponte no sentido Tramandaí – Imbé, vista da margem de Imbé.....	68
Figura 31: Vista inferior da estrutura	68
Figura 32: Vista inferior da estrutura	69
Figura 33: Detalhe para a armadura longitudinal exposta.....	69
Figura 34: Vista do escoramento do primeiro vão, à direita da margem do rio	70
Figura 35: Detalhes do escoramento do primeiro vão.....	70
Figura 36: Vista do escoramento do primeiro vão	71
Figura 37: Escoramento visto à esquerda da margem.....	71
Figura 38: Vista do escoramento, detalhe para as armaduras expostas.....	72
Figura 39: Vista do escoramento.....	72
Figura 40: Detalhes do escoramento do primeiro vão.....	73
Figura 41: Detalhes do escoramento do primeiro vão.....	73
Figura 42: Detalhe para os estribos rompidos	74

Figura 43: Perda de concreto e corrosão de armaduras em grande extensão da longarina	74
Figura 44: Armaduras expostas.....	75
Figura 45: Deslocamento de concreto	75
Figura 46: Detalhe para alguns fios dos cabos de proteção rompidos	76
Figura 47: Armaduras expostas e com elevado grau de corrosão	76
Figura 48: Armaduras expostas e com alto grau de corrosão.....	77
Figura 49: Armaduras expostas.....	77
Figura 50: Detalhe para os fios dos cabos de protensão rompidos.....	78
Figura 51: Vigas com graves problemas de deterioração.....	78
Figura 52: Armaduras expostas.....	79
Figura 53: Deslocamento de concreto e corrosão de armaduras	79
Figura 54: Diminuição da seção das armaduras provocada pela corrosão.....	80
Figura 55: Vista da ponte na margem de Tramandaí	80
Figura 56: Distribuição da carga móvel na direção longitudinal	83
Figura 57: Posição do veículo tipo na direção transversal	83
Figura 58: Vista superior do posicionamento do trem tipo	84
Figura 59: Corte BB'	84
Figura 60: Corte AA' e CC'	85
Figura 61: Carregamento em V1	90
Figura 62: Carregamento em V2.....	91
Figura 63: Carregamento em V3.....	92
Figura 64: Carregamento em V4.....	93
Figura 65: Carregamento em V5.....	94
Figura 66: Carregamento em V6.....	95
Figura 67: Carregamento em V7.....	96
Figura 68: Carregamento em V8.....	97
Figura 69: Carregamento em V9.....	98
Figura 70: Carregamento em V10.....	99
Figura 71: Carregamento em V11	100
Figura 72: Carregamento em V12.....	101
Figura 73: Carregamento em V13.....	102
Figura 74: Diagramas de tensões, deformações e forças para o Estádio III.....	114

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Hipóteses de cálculo da resistência	114
Quadro 2: Verificação da segurança e necessidade de reforço	118
Quadro 3: Hipótese válida para cada longarina.....	119
Quadro 4: Hipótese válida para cada longarina.....	123

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Classes de agressividade ambiental.....	32
Tabela 2: Qualidade do concreto segundo a classe de agressividade.....	32
Tabela 3: Cobrimento de armaduras	33
Tabela 4: Valores limites de fissuração.....	34
Tabela 5: Coeficientes de ponderação.....	82
Tabela 6: Carga móvel rodoviária.....	82
Tabela 7: Ações permanentes.....	86
Tabela 8: Ações variáveis nos passeios.....	86
Tabela 9: Ações variáveis nos guarda corpos	86
Tabela 10: Ações variáveis devido à carga móvel	86
Tabela 11: Ações variáveis devido à carga móvel	86
Tabela 12: Distâncias das longarinas em relação ao centro de gravidade do tabuleiro.....	87
Tabela 13: Parcelas de cargas em cada viga, devido ao posicionamento da carga	88
Tabela 14: Coeficientes de ponderação para ações permanentes	104
Tabela 15: Coeficientes de ponderação para ações variáveis.....	105
Tabela 16: Fatores de combinação e redução.....	105
Tabela 17: Momento fletor solicitante máximo na viga 1.....	106
Tabela 18: Momento fletor solicitante máximo na viga 2.....	107
Tabela 19: Momento fletor solicitante máximo na viga 3.....	107
Tabela 20: Momento fletor solicitante máximo na viga 4.....	108
Tabela 21: Momento fletor solicitante máximo na viga 5.....	108
Tabela 22: Momento fletor solicitante máximo na viga 6.....	109
Tabela 23: Momento fletor solicitante máximo na viga 7.....	109
Tabela 24: Momento fletor solicitante máximo na viga 8.....	110
Tabela 25: Momento fletor solicitante máximo na viga 9.....	110
Tabela 26: Momento fletor solicitante máximo na viga 10.....	111
Tabela 27: Momento fletor solicitante máximo na viga 11.....	111
Tabela 28: Momento fletor solicitante máximo na viga 12.....	112
Tabela 29: Momento fletor solicitante máximo na viga 13.....	112
Tabela 30: Envoltória de solicitações de momento fletor	113
Tabela 31: Valores característicos aço CP 125	116
Tabela 32: Materiais empregados na seção das longarinas	116
Tabela 33: Áreas de armadura ativa e passiva	116
Tabela 34: Cálculo da posição da linha neutra e domínios de deformação.....	117
Tabela 35: Momento resistente de cálculo MRd	118

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

DAER – Departamento Autônomo de Estradas e Rodagem

ELS -W – Estado limite de abertura de fissuras

ELU– Estado Limite Último

LISTA DE SÍMBOLOS

A_s – armadura de tração;

A_p – armadura de protensão;

b_w – largura da alma de uma viga;

CIV – coeficiente de impacto vertical;

CNF – coeficiente do numero de faixas;

CIA – coeficiente de impacto adicional;

d – altura útil (distância entre o centro de gravidade da armadura tracionada até a fibra mais comprimida do concreto);

f_{cd} – resistência de cálculo do concreto;

f_{ck} – resistência característica do concreto à compressão;

f_{yd} – valor de projeto da resistência ao escoamento da armadura passiva;

f_{pyd} – valor de projeto da resistência ao escoamento da armadura ativa;

M_{sd} – momento solicitante de cálculo;

M_{rd} – momento solicitante de cálculo;

p – valor estático da carga móvel uniformemente distribuída;

P – valor estático de uma roda do veículo;

q – valor estático p acrescido de todos os coeficientes de ponderação;

Q – valor estático de uma roda do veículo acrescido de todos os coeficientes de ponderação;

y – distância da linha neutra, medida a partir da face superior da seção até a fibra mais comprimida;

α_c – parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão;

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
2 DIRETRIZES DE PESQUISA	17
2.1 OBJETIVOS DA PESQUISA	17
2.1.1 Objetivo Principal	17
2.1.2 Objetivos secundários	17
2.2 PREMISAS.....	17
2.3 DELIMITAÇÕES.....	17
2.4 LIMITAÇÕES	18
2.5 DELINEAMENTO	18
3 PONTES	20
3.1 DEFINIÇÃO	20
3.2 DESCRIÇÃO DOS COMPONENTES ESTRUTURAIS	20
3.2.1 Superestrutura	21
3.2.1.1 Estrados de pontes rodoviárias	22
3.2.1.2 Vigamentos principais.....	24
3.2.1.3 Vigamentos secundários ou Contraventamentos.....	25
3.2.1.4 Apoios	25
3.2.2 Mesoestrutura.....	26
3.2.3 Infraestrutura.....	27
3.3 AÇÕES ATUANTES EM PONTES	28
3.3.1 Cargas móveis verticais	28
4 PATOLOGIA DAS ESTRUTURAS.....	31
4.1 CONCEITOS BÁSICOS.....	31
4.2 MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS	34
4.2.1 Origens	35
4.2.1.1 Planejamento e projeto	35
4.2.1.2 Execução e produção de materiais	35
4.2.1.3 Utilização da estrutura.....	36
4.2.2 Causas	36
4.2.2.1 Causas intrínsecas	36
4.2.2.2 Causas extrínsecas.....	40
4.2.3 Tipos de manifestações patológicas	42

4.2.3.1 Fissuração.....	42
4.2.3.2 Corrosão de armaduras.....	46
4.2.3.3 Deformações excessivas.....	47
4.2.3.4 Desagregação do concreto.....	47
4.2.3.5 Carbonatação do concreto.....	47
4.2.3.6 Desgaste do concreto.....	48
5 TÉCNICAS DE RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL	49
5.1 PREPARO E LIMPEZA DE SUPERFÍCIES.....	49
5.1.1 Polimento	49
5.1.2 Escovação manual	49
5.1.3 Apicoamento	50
5.1.4 Corte.....	50
5.1.5 Queima controlada.....	50
5.1.6 Jatos de ar comprimido	51
5.1.7 Jatos de areia.....	51
5.1.8 Jatos de vapor.....	51
5.1.9 Jatos de limalha de aço	51
5.1.10 Saturação	51
5.1.11 Lavagens	52
5.1.11.1 Lavagem com soluções ácidas	52
5.1.11.2 Lavagem com soluções alcalinas	52
5.1.11.3 Lavagem com jatos de água	52
5.2 TRATAMENTO DE FISSURAS.....	52
5.2.1 Injeção de fissuras.....	53
5.2.2 Selagem de fissuras	53
5.2.3 Grampeamento das fissuras	53
5.3 REPAROS EM ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	54
5.3.1 Reparos com argamassa	54
5.3.1.1 Argamassa de cimento e areia.....	54
5.3.1.2 Argamassa polimérica.....	54
5.3.1.3 Argamassa epoxídica	54
5.3.1.4 Argamassa projetada com aditivo acelerador.....	54
5.3.1.5 Argamassa com sílica ativa.....	55
5.3.2 Reparos com graute	55
5.3.3 Reparos com concreto.....	55
5.3.3.1 Concreto com agregado pré-colocado.....	55
5.3.3.2 Concreto convencional ou com adesivos	55
5.3.3.3 Concreto projetado	56
5.4 REFORÇO COM ARMADURAS DE COMPLEMENTAÇÃO.....	56
5.5 REFORÇO COM PROTENSÃO EXTERNA.....	58
5.6 REFORÇO COM ADIÇÃO DE CHAPAS DE AÇO	58

5.7 REFORÇO COM ADIÇÃO DE FIBRAS CARBONO	59
5.8 CAPACIDADE DE CARGA RESIDUAL DE ELEMENTOS FLETIDOS	59
6 PONTE GIUSEPPE GARIBALDI	60
6.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	62
6.2 ESTADO DE CONSERVAÇÃO DA ESTRUTURA	65
6.2.1 Levantamento de notícias veiculadas	65
6.2.2 Levantamento fotográfico e manifestações patológicas identificadas.....	67
7 ANÁLISE DE RESISTÊNCIA RESIDUAL	81
7.1 CÁLCULO DAS SOLICITAÇÕES.....	81
7.1.1 Ações permanentes.....	81
7.1.2 Ações variáveis	82
7.1.3 Distribuições de carga.....	84
7.1.4 Combinações últimas normais	103
7.2 CÁLCULO DA RESISTÊNCIA	113
7.2.1 Hipóteses de cálculo da resistência	113
8 PROPOSTA DE RECUPERAÇÃO DA ESTRUTURA	119
8.1 VIGAS 1, 2, 3 E 4.....	120
8.2 VIGAS 5 E 6	121
8.3 VIGAS 7, 8 E 9.....	121
8.4 VIGAS 10, 11, 12 E 13.....	122
9 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	124
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	126

1 INTRODUÇÃO

Ao longo dos anos, o concreto armado e protendido vem se mostrando uma solução construtiva eficaz e vantajosa sob diversos aspectos. Dessa forma, sua utilização em larga escala traz intrínseca a necessidade de estudos a fim de aperfeiçoar seu processo de produção para que seja possível obter estruturas com durabilidade compatível a que foram projetadas.

Devido à elevada demanda no ramo da construção civil, houve adaptação dos parâmetros de projeto e execução, estabelecidos por normas técnicas, com a finalidade de otimizar o uso de insumos e conseqüentemente o custo envolvido. Tais aspectos associados a imperícias e incorreções involuntárias dos profissionais envolvidos, e condições inadequadas de uso das estruturas, resultam em falhas que podem comprometer sua estabilidade e capacidade de serviço. Segundo Helene (1992), o processo de construção e uso divide-se em cinco grandes etapas: planejamento, projeto, fabricação e seleção de materiais, execução e uso, sendo a fase de utilização a mais longa – em torno de cinquenta anos para edificações e mais de duzentos anos para barragens e obras de arte, desde que conservadas adequadamente.

A patologia das estruturas é o ramo da engenharia que estuda as origens, formas de manifestação, mecanismos e causas das falhas nas estruturas civis. As manifestações patológicas – como fissuras, deslocamento de concreto, eflorescências, corrosão de armaduras, flechas excessivas e manchas superficiais – são indícios de que a estrutura pode apresentar determinado grau de comprometimento. No caso de pontes ao estarem expostas à intempéries, as possibilidades de deterioração se tornam significativamente maiores.

Para que se possa tratar adequadamente a estrutura deteriorada e devolver parte ou totalidade da sua funcionalidade, deve-se diagnosticar corretamente as manifestações patológicas ocorrentes e suas possíveis implicações. O correto diagnóstico e escolha da alternativa de recuperação estrutural mais adequada ao caso a ser analisado faz com que a intervenção seja eficaz e satisfatória.

O presente trabalho se propõe a analisar as condições de uso e segurança da Ponte Giuseppe Garibaldi, um dos principais eixos de ligação entre as cidades de Imbé e Tramandaí, situada no litoral norte do estado do Rio Grande do Sul. A referida ponte apresenta problemas graves de deterioração do cobrimento e corrosão das armaduras ativas e passivas. A análise dar-se-á através da identificação das manifestações patológicas existentes na estrutura, contemplando

origens e causas que levaram ao estado atual da construção, bem como propor alternativas de técnicas de recuperação estrutural aplicáveis ao caso.

2 DIRETRIZES DE PESQUISA

As diretrizes para o desenvolvimento do trabalho estão descritas nos próximos itens.

2.1 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

2.1.1 Objetivo Principal

O objetivo principal deste trabalho é propor alternativas de recuperação estrutural da ponte em questão, através do diagnóstico das manifestações patológicas ocorrentes e da determinação da carga residual da mesma.

2.1.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários do trabalho são a identificação dos componentes estruturais da ponte de estudo, sua situação atual frente às manifestações patológicas encontradas, indicando origens e causas das mesmas.

2.2 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que pontes são construções de extrema importância para o desenvolvimento econômico da sociedade. Frente à isso, é indispensável que ofereçam segurança e condições adequadas de circulação à população. As manutenções são indispensáveis para que se mantenha a estrutura sã durante sua vida útil, e economicamente mais vantajosas se comparadas a construção de uma nova estrutura.

2.3 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se à análise da Ponte Giuseppe Garibaldi, situada entre as cidades de Imbé e Tramandaí, no litoral norte do Rio Grande do Sul. Será analisada apenas a superestrutura da ponte, mais precisamente os elementos que formam o tabuleiro. Será considerado apenas o carregamento estático e os valores das cargas serão normativos ou obtidos através da revisão bibliográfica. As ações de vento não serão incluídas, bem como não

serão consideradas as provenientes de cheias, uma vez que não houve registros de sua ocorrência, que afetassem a superestrutura.

2.4 LIMITAÇÕES

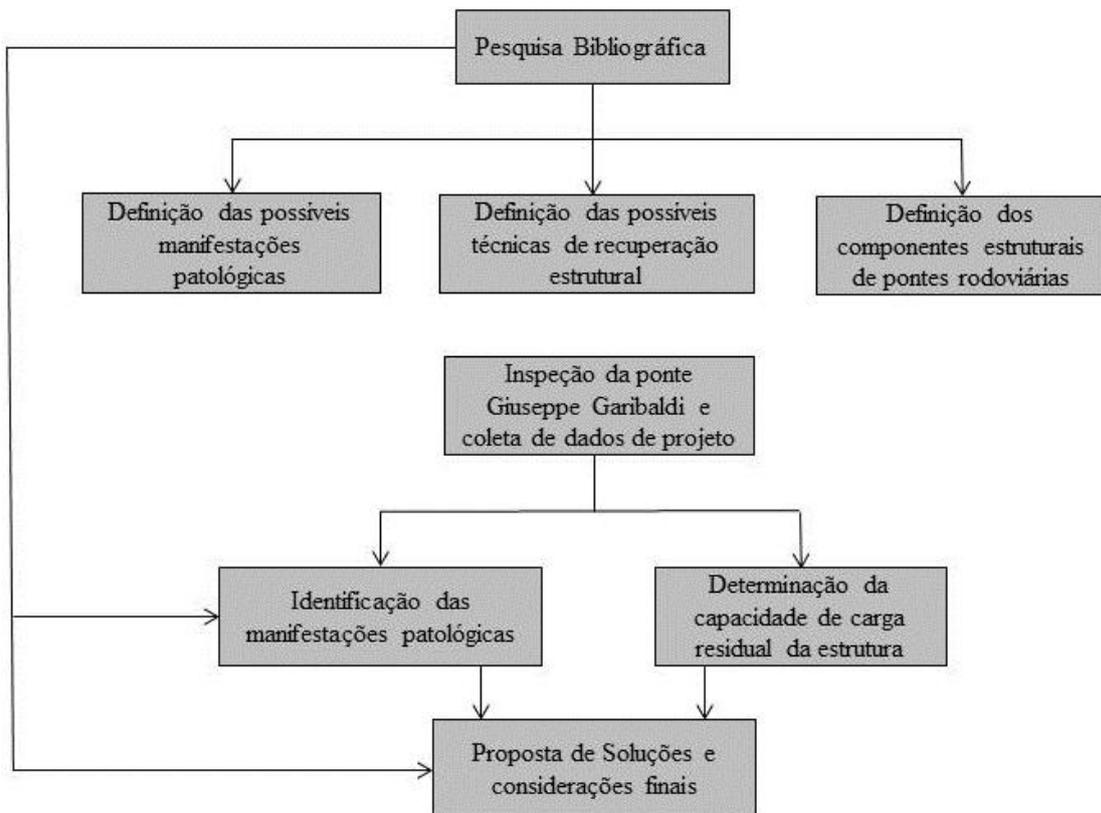
São limitações do trabalho:

- a) análise da estrutura por meio de inspeção visual e eventuais dados de projetos fornecidos;
- b) apenas será analisado o tabuleiro da ponte;
- c) proposta de recuperação estrutural mais adequada ao caso, baseada em soluções existentes na bibliografia ou eventual substituição dos elementos danificados.

2.5 DELINEAMENTO

De modo a proporcionar um andamento ordenado e organizado do trabalho, o mesmo foi organizado em etapas, representadas na figura 1.

Figura 1: Representação esquemática do estudo



(fonte: elaborado pela autora)

O trabalho teve início a partir da **pesquisa bibliográfica**, que teve por objetivo proporcionar conhecimento teórico suficiente para embasar o estudo. A pesquisa se deu através de três temáticas, sendo elas a **definição das possíveis manifestações patológicas** ocorrentes em estruturas de concreto, suas origens, causas e consequências; **definição das possíveis técnicas de recuperação estrutural** aplicáveis a cada caso; e a **definição dos componentes estruturais de pontes rodoviárias**, de modo a agregar maior conhecimento acerca do objeto de análise do trabalho.

Após a realização das etapas anteriores, foi feita a **inspeção da ponte Giuseppe Garibaldi e coleta de dados de projeto**, com a finalidade de possibilitar a análise e **identificação das manifestações patológicas** existentes, bem como viabilizar a **determinação de carga residual da estrutura**. De posse dessas informações foi possível diagnosticar o estado atual da ponte e elaborar a **proposta de soluções e considerações finais**.

3 PONTES

Neste capítulo serão identificados os principais elementos que compõe a estrutura de pontes rodoviárias, assim como uma breve descrição do comportamento estrutural de cada um deles. Tais conhecimentos serão necessários para que se possa, posteriormente, identificar corretamente as regiões afetadas da estrutura a ser analisada, bem como auxiliar no diagnóstico das possíveis causas que levaram à deterioração da ponte de estudo.

Também serão descritas as cargas atuantes devido à movimentação de veículos e pedestres.

3.1 DEFINIÇÃO

Segundo Pfeil (1983), pontes podem ser definidas como obras destinadas a transpor obstáculos para dar continuidade a uma via, tais como rios, braços de mar, vales profundos e outras vias. Quando essa transposição é feita sobre obstáculos não constituídos por água, tem-se um viaduto. Podem ser construídas em madeira, alvenaria de pedra, concreto armado, concreto protendido ou aço.

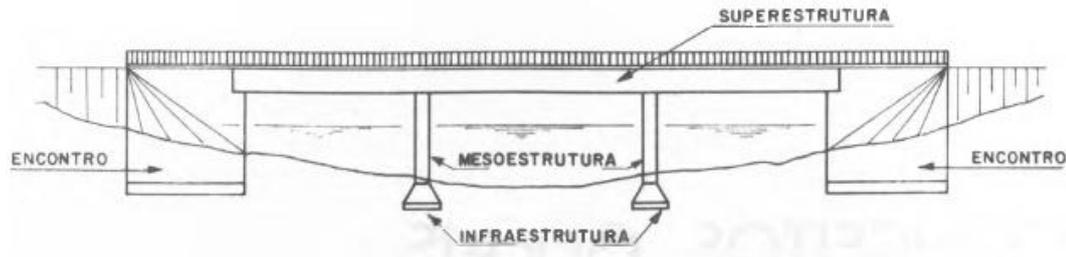
A classificação de uma ponte é feita de acordo com a finalidade para a qual será utilizada, podendo ser destinada ao tráfego rodoviário, ferroviário, rodoferroviário, aeroviário, tráfego de pedestres, para transposição de um obstáculo por um canal, ou como suporte para redes de serviços públicos como tubulações de água e esgoto. É possível ainda classifica-las quanto ao tipo estrutural, “[...] as pontes podem ser em laje, em vigas, em treliças, em quadros, em arco ou abóbadas, suspensas, estaiadas, etc.” (PFEIL, 1983, p. 14).

Em muitos casos, a agressividade ambiental na qual as pontes são inseridas é alta e o constante contato da estrutura com o meio aquático às expõe a diversos agentes agressivos, potencializando sua deterioração.

3.2 DESCRIÇÃO DOS COMPONENTES ESTRUTURAIS

As pontes podem ser divididas nas seguintes partes principais: superestrutura, mesoestrutura, infraestrutura e encontros, como mostra a figura 2.

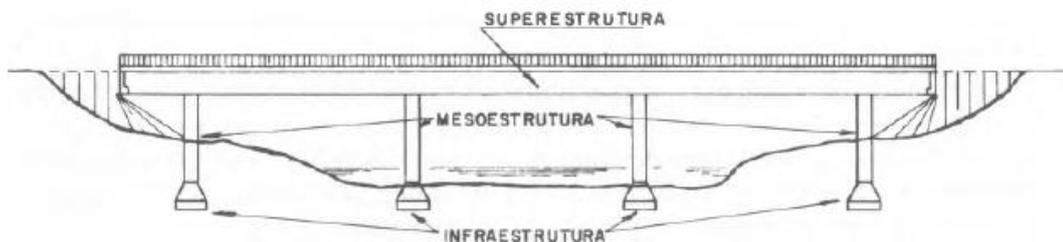
Figura 2: Principais elementos constituintes de uma ponte



(fonte: PFEIL, 1985, p.2)

Os encontros são utilizados como peças de ligação entre a ponte e o aterro, de forma a protegê-lo contra a erosão, recebendo seus esforços de empuxo e evitando a transmissão aos demais elementos da estrutura. No caso de não haver possibilidade de erosão, causada pelo curso d'água, os encontros podem ser dispensados ou simplificados. Nessa situação, os extremos do estrado ficam em balanço e os pilares de extremidade ficam sujeitos aos empuxos provenientes dos aterros de acesso, como mostra a figura 3. Esses elementos podem fazer parte da mesoestrutura ou infraestrutura.

Figura 3: Configuração de uma ponte sem a utilização de encontros



(fonte: PFEIL, 1985, p.2)

3.2.1 Superestrutura

A superestrutura é constituída, via de regra, pelo estrado ou tabuleiro, vigamentos principais, vigamentos secundários e apoios. As lajes têm por objetivo receber diretamente as cargas exercidas pelos veículos sobre o estrado e estão apoiadas no viga secundário (ou contraventamento). Este, por sua vez, transmite as reações ao viga principal, que é o responsável por vencer o vão livre e transmitir as cargas para a mesoestrutura.

3.2.1.1 Estrados de pontes rodoviárias

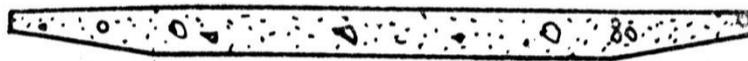
O estrado ou tabuleiro de uma ponte é a parte que serve de apoio imediato aos elementos com função viária, como pistas e passeios, no caso de rodovias. Pode ser classificado em inferior ou superior, de acordo com sua posição em relação ao vigamento principal. A utilização na posição superior, ou seja, acima das vigas principais, é considerada mais econômica, uma vez que, os esforços são transferidos às mesmas de maneira mais direta.

Segundo (PFEIL, 1983, p.22) o estrado das pontes rodoviárias é constituído dos seguintes elementos:

- a) elementos estruturais: laje do tabuleiro, vigamento do tabuleiro;
- b) elementos utilitários: pista de rolamento de veículos, passeios para pedestres, barreiras de proteção dos veículos, guarda-corpo para proteção dos pedestres, refúgio de separação das pistas, juntas de dilatação, placas de transição, dispositivos de drenagem, dispositivos de iluminação, tubulações para utilidades públicas, caminhos de acesso para inspeção de obra.

A laje do tabuleiro é o componente que sustenta a pista de rolamento, e em alguns casos, os passeios de pedestres. A seguir serão apresentadas algumas seções de tabuleiro típicas em concreto armado. Na figura 4 o tabuleiro é constituído apenas por uma laje de concreto armado ou protendido, essa solução é utilizada para pontes de pequenos vãos.

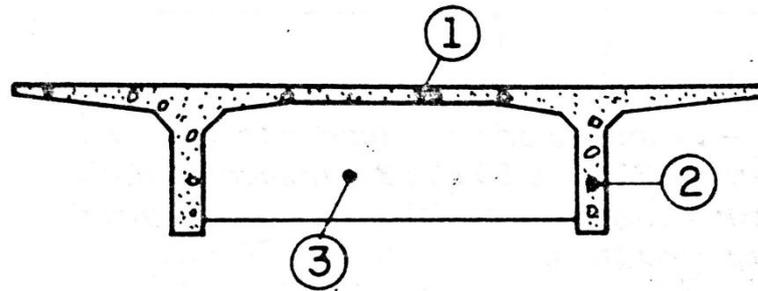
Figura 4: Tabuleiro em laje maciça de concreto armado ou protendido



(fonte: PFEIL, 1983, p. 23)

Na figura 5 é representada a seção do tabuleiro formada por laje em concreto armado, apoiada no vigamento principal e em transversinas, sendo nesse caso o vigamento do tabuleiro restrito às transversinas.

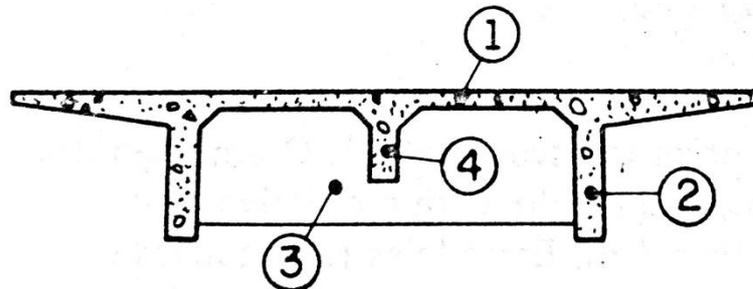
Figura 5: Tabuleiro em vigas T: 1 - laje de concreto; 2 – vigas principais seção T; 3 – transversinas



(fonte: PFEIL, 1983, p. 23)

Há situações em que o vigamento do tabuleiro é composto por transversinas e longarinas. Estas últimas são utilizadas para dividir a laje em retângulos, diminuindo seu vão. Dessa forma, a laje em concreto armado fica apoiada sobre as vigas principais, longarinas e transversinas. Essa configuração é mostrada na figura 6.

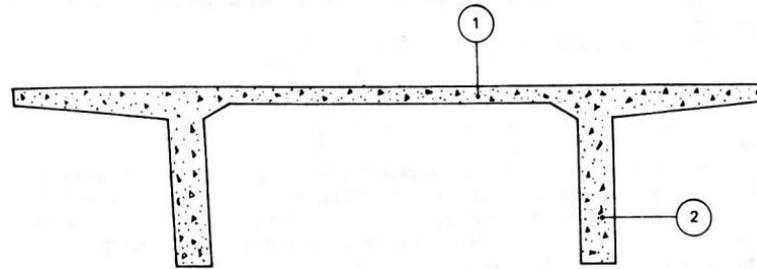
Figura 6: Tabuleiro em vigas T: 1 - laje de concreto; 2 – vigas principais seção T; 3 – transversinas; 4 – longarinas



(fonte: PFEIL, 1983, p. 23)

A laje de concreto também pode ser apoiada diretamente no vigamento principal, nesse caso não há vigamento do tabuleiro – como pode ser visto na figura 7.

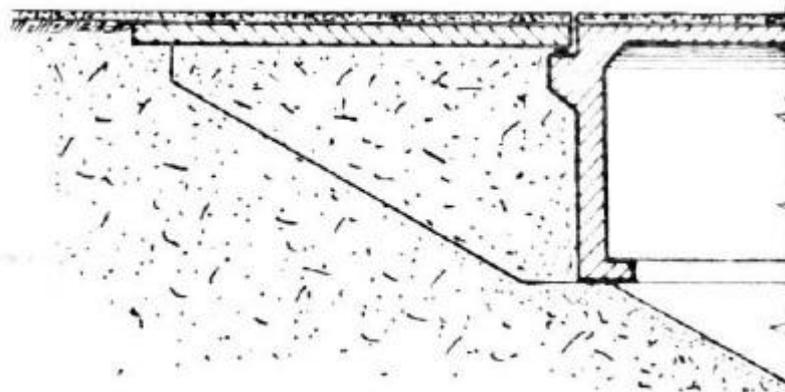
Figura 7: Tabuleiro em vigas T: 1 - laje de concreto; 2 – vigas principais



(fonte: PFEIL, 1983, p. 25)

Outro elemento do estrado que pode ser destacado é a laje de transição, que consiste em uma placa de concreto armado apoiada na estrutura e no terrapleno e tem por finalidade atenuar as diferenças de nível entre este e o tabuleiro. O esquema é mostrado na figura 8.

Figura 8: Laje de transição

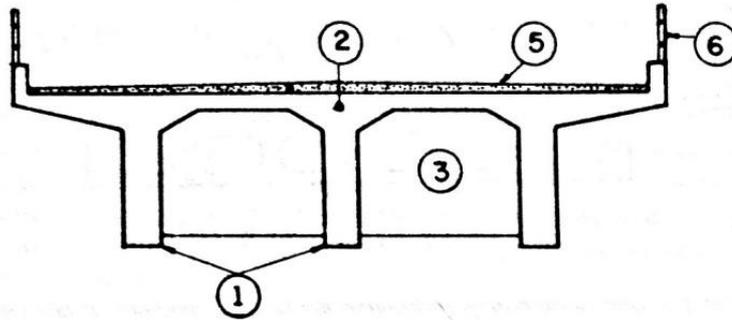


(fonte: PFEIL, 1983, p. 31)

3.2.1.2 Vigamentos principais

Os vigamentos principais podem ser classificados em vigas, arcos ou quadros. As vigas em concreto possuem, em geral, alma cheia e as seções mais utilizadas são: T, I e seções celulares. “A associação de três ou mais vigas longitudinais com uma ou mais transversinas constitui um sistema estrutural pleno denominado grelha.” (PFEIL, 1983, p.76). O esquema pode ser visto na figura 9 a seguir.

Figura 9: Vigamento principal com associação de vigas T: 1 – vigas longitudinais; 2 – laje do tabuleiro; 3 – transversinas; 5 – camada de regularização; 6 – guarda-corpo



(fonte: PFEIL, 1983, p. 78)

As pontes em vigas podem ser simplesmente apoiadas ou contínuas. Na configuração simplesmente apoiada as vigas pré-fabricadas de concreto protendido são muito utilizadas. Quando contínuas, podem ser em concreto armado moldado in loco, em protendido pré-moldado, ou também fabricado no local. “As vigas contínuas são estruturalmente mais eficientes do que as vigas simplesmente apoiadas, uma vez que a continuidade diminui os momentos no meio do vão” (PFEIL, 1983, p.83).

3.2.1.3 Vigamentos secundários ou Contraventamentos

São os vigamentos utilizados para absorver esforços horizontais aplicados na estrutura e impedir a flambagem de elementos comprimidos. “Nas pontes com vigas de concreto, as funções do contraventamento são, em geral, preenchidas pela laje do tabuleiro e pelas transversinas.” (PFEIL, 1983, p.101).

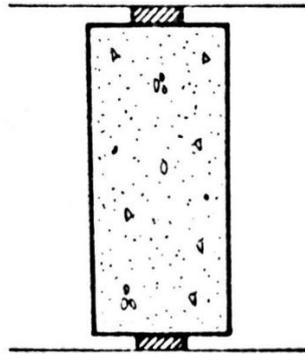
3.2.1.4 Apoios

Os apoios têm por finalidade vincular à superestrutura à mesoestrutura, transmitindo as reações e permitindo os movimentos inevitáveis das vigas. Podem ser fixos, móveis ou elastoméricos.

Os fixos permitem a rotação da estrutura, entretanto impedem os movimentos de translação. Um exemplo de apoio fixo é a utilização de uma lâmina de concreto de alta qualidade, que permite pequenas rotações, sem fissurar.

Os apoios móveis permitem além da rotação, deslocamentos horizontais e podem ser constituídos de pêndulos – figura 10 - ou rolos.

Figura 10: Pêndulo de concreto armado, com rótulas metálicas



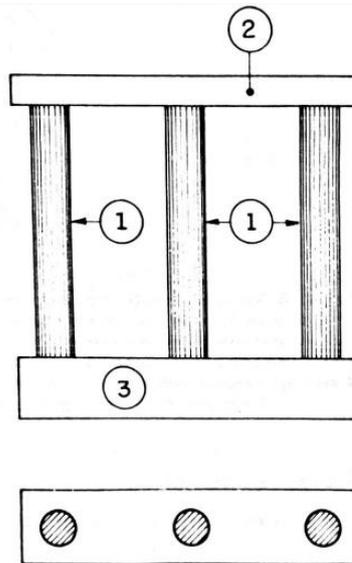
(fonte: PFEIL, 1983, p. 103)

E, por fim, os apoios elastoméricos são aqueles de comportamento intermediário, permitem pequenos deslocamentos horizontais e rotações. O neoprene é um exemplo deste tipo de apoio.

3.2.2 Mesoestrutura

A mesoestrutura abrange os pilares da estrutura, que devem transmitir os esforços recebidos pela superestrutura para a infraestrutura, assim como os eventuais esforços solicitantes recebidos diretamente, como pressões do vento e movimentação da água. O tipo de seção a ser adotada para os pilares está relacionada com a altura que deverão ter, e com os esforços horizontais atuantes. “Os pilares de pequena altura podem ser maciços ou formados por fustes ligados por vigas transversais, constituindo pórticos de um ou mais vãos”. Na figura 11 são apresentados pilares em forma de pórtico, ligados pela viga de capeamento na parte superior, e pelo bloco na parte inferior. Para pilares de grande altura é mais conveniente utilizar seções transversais ocas.

Figura 11: Pilar em forma de pórtico: 1 – pilares; 2 – viga de capeamento; 3 - bloco



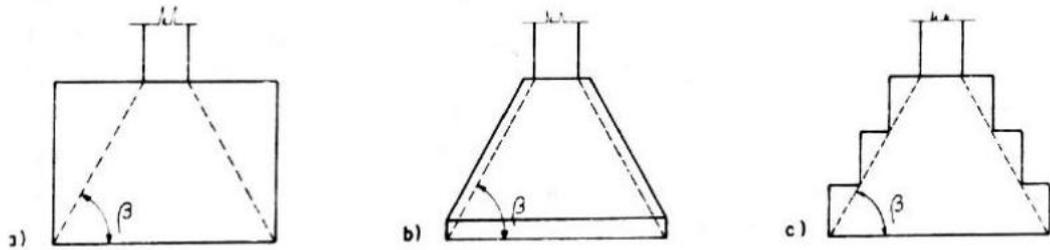
(fonte: PFEIL, 1983, p. 48)

3.2.3 Infraestrutura

A infraestrutura é responsável por transferir as cargas da estrutura ao solo, pode também ser chamada de fundação. É composta pela solução de fundação adotada – blocos, sapatas, estacas – assim como por blocos de ligação com a mesoestrutura.

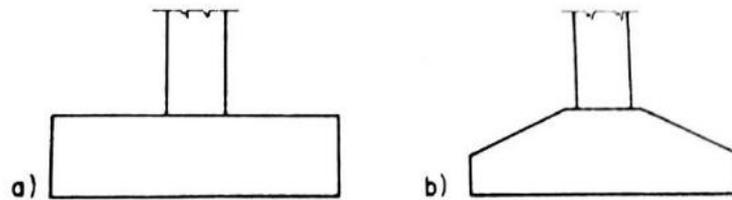
As fundações diretas, como blocos e sapatas, são utilizadas quando o solo portante é de boa qualidade e encontra-se à pequena profundidade da superfície do terreno. “Os blocos são construídos com altura suficiente para se dispensar uma armadura de cálculo, embora, em geral, se coloque uma armadura construtiva horizontal, junto à face inferior.” (PFEIL, 1985, p.314). Ainda segundo Pfeil (1985) as faces laterais podem ser verticais, inclinadas ou em degraus, como é ilustrado na figura 12, e as seções transversais da base podem ser quadradas, retangulares, poligonais ou circulares. Já as sapatas são projetadas com alturas menores, o que faz necessária a armadura de cálculo. A figura 13 ilustra os tipos de sapatas, conforme sua altura. Podem ser de altura constante ou variável e as seções da base idênticas às dos blocos. O material comumente utilizado para a execução dos dois tipos de fundações é o concreto armado.

Figura 12: Tipos de blocos de fundação: a) faces verticais; b) faces inclinadas; c) faces em degraus



(fonte: PFEIL, 1985, p. 315)

Figura 13: Tipos de sapatas: a) altura constante; b) altura variável



(fonte: PFEIL, 1985, p. 315)

3.3 AÇÕES ATUANTES EM PONTES

Aqui serão abordadas as cargas atuantes que devem ser consideradas. Além das cargas permanentes como peso próprio dos elementos estruturais e pavimentação, devem ser considerados os carregamentos variáveis atuantes, ou seja, aqueles geradas pelo trânsito de veículos e pedestres. Segundo a ABNT NBR 7188 são divididas em cargas móveis verticais e forças horizontais. Para o presente estudo as forças horizontais não serão consideradas.

3.3.1 Cargas móveis verticais

As ações para verificação e dimensionamento de diversos elementos estruturais das pontes, bem como para verificações globais, são encontradas através das cargas Q e q , definidas como:

Q é o valor estático de uma roda do veículo, acrescido dos coeficientes de ponderação, definido pela fórmula 1:

$$Q = P * CIV * CNF * CIA \quad (\text{fórmula 1})$$

q é o valor estático da carga móvel uniformemente distribuída, acrescido dos coeficientes de ponderação, definido pela fórmula 2:

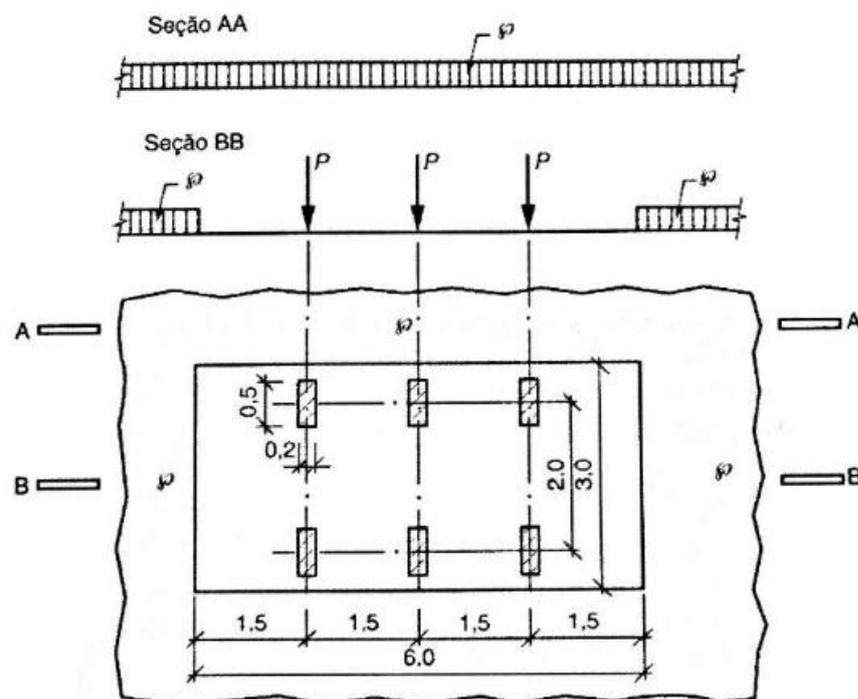
$$q = p * CIV * CNF * CIA \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde:

- P é valor estático de uma roda do veículo em KN;
- p é o valor estático da carga móvel uniformemente distribuída em KN/m².

Ambas aplicadas no nível do pavimento, sem majoração. Segundo a NBR 7188 “A carga móvel rodoviária padrão é definida por um veículo tipo de 450 KN, com seis rodas, $P=75$ KN, três eixos de carga afastados entre si em 1,5 m, com área de ocupação de 18,0 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p=5$ KN/m².” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 3). Essa configuração é mostrada na figura 14 a seguir.

Figura 14: Disposição das cargas estáticas



(fonte: NBR 7188, 2013, p. 4)

A carga móvel pode ser posicionada em qualquer posição da pista, de modo a assumir a posição mais desfavorável. A carga distribuída também deve ser aplicada na posição mais desfavorável.

- *CIV* é coeficiente de impacto vertical, cujo valor é dado por:

CIV = 1,35, para estruturas com vão inferior a 10 m, e definido pela fórmula 3 para os casos em que o vão está compreendido entre 10 m e 200 m:

$$CIV = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{L_{iv} + 50} \right) \quad (\text{fórmula 3})$$

Sendo:

L_{iv} o vão em metros, conforme o tipo de estrutura.

Para estruturas isostáticas adota-se a média aritmética dos vãos nos casos de vãos contínuos.

Quando em balanço, adota-se o valor do comprimento do próprio balanço.

Quando houver vãos acima de 200 m, a norma indica que se realize um estudo específico para o caso.

- *CNF* é coeficiente do número de faixas, expresso pela fórmula 4:

$$CNF = 1 - 0,05 * (n - 2) > 0,9 \quad (\text{fórmula 4})$$

Sendo:

n o número inteiro de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo, sem considerar acostamentos e faixas de segurança.

- *CIA* é coeficiente de impacto adicional, assumindo os seguintes valores:

CIA = 1,25, para obras em concreto ou mistas;

CIA = 1,15, para obras em aço.

Ainda de acordo com a NBR 7188, nos passeios para pedestres das pontes, deve-se adotar carga uniformemente distribuída de 3 KN/m² na posição mais desfavorável, simultaneamente a carga móvel rodoviária, para dimensionamentos e verificações dos diversos elementos estruturais, assim como para verificações globais. O elemento estrutural do passeio é dimensionado para carga distribuída de 5 KN/m². Essas ações não são ponderadas pelos coeficientes citados anteriormente.

4 PATOLOGIA DAS ESTRUTURAS

Neste capítulo apresenta-se a revisão de conceitos básicos sobre a patologia das estruturas e a descrição das principais manifestações patológicas observadas em construções de concreto e seus mecanismos de ocorrência, o que permitirá agregar conhecimento teórico suficiente para embasar a futura análise da ponte Giuseppe Garibaldi.

4.1 CONCEITOS BÁSICOS

A Patologia das estruturas pode ser definida como "[...] campo da Engenharia das Construções que se ocupa das origens, formas de manifestação, consequências e mecanismos de ocorrência das falhas e dos sistemas de degradação das estruturas." (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 14). Esse campo de estudo deve ser visto, não só como uma ciência que fornece meios para a identificação de anomalias e falhas, mas também é fundamental que seja considerado nas fases de projeto, escolha de materiais e métodos construtivos, ou seja, além de se planejar e construir uma estrutura para que seja estável e segura, é necessário que se possa estimar seu comportamento quando em serviço.

Os conceitos de vida útil, durabilidade e desempenho estão ligados a esses fatores, uma vez que quanto mais abrangente e assertivo for o planejamento de uma estrutura, mais satisfatória ela será, tanto sob o aspecto da estabilidade quanto seu comportamento ao longo de sua utilização. Eventuais manutenções, sejam elas preventivas ou corretivas, são indispensáveis para que a mesma se mantenha em condições seguras e cumpra as funções para as quais foi concebida.

A NBR 6118 define durabilidade como a capacidade de a estrutura manter-se resistente quando submetida à agressividade ambiental à qual foi definida em projeto. É exigência que estas se mantenham em condições de segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante sua vida útil. A agressividade ambiental, e conseqüentemente o nível de deterioração, à qual uma obra estará exposta define diversos parâmetros a serem adotados, e pode ser classificada conforme consta na tabela 1 a seguir.

Tabela 1: 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 ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

(fonte: NBR 6118, 2014, p. 17)

Identificada a classe ambiental do meio, são definidas classe de resistência mecânica do concreto a ser utilizado, relação água/cimento (fator preponderante no que se refere à qualidade do concreto) e cobrimento de armaduras. As tabelas 2 e 3 indicam os valores a serem adotados, segundo a NBR 6118.

Tabela 2: Qualidade do concreto segundo a classe de agressividade

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

(fonte: NBR 6118, 2014, p. 18)

Tabela 3: Cobrimento de armaduras

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

(fonte: NBR 6118, 2014, p. 18)

Ainda em relação à durabilidade, a NBR 6118 ressalta que “o risco e a evolução da corrosão do aço na região das fissuras de flexão transversais à armadura principal dependem essencialmente da qualidade e da espessura do concreto de cobrimento da armadura.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 20). Para tanto, a norma recomenda que para estruturas de concreto armado e protendido, sob a ação de combinações frequentes, quase-permanentes ou raras do estado limite de serviço, a abertura de fissuras seja prevista de acordo com as classes de agressividade ambiental, como mostra a tabela 4.

Tabela 4: Valores limites de fissuração

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente
^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1). NOTAS 1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2. 2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens. 3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.			

(fonte: NBR 6118, 2014, p. 80)

A vida útil, por sua vez, é definida como o período de tempo no qual a estrutura desempenha as funções às quais foi projetada de forma satisfatória, sem intervenções significativas não previstas. Entretanto, alguns elementos específicos como apoios e juntas de movimentação podem ter um tempo de vida útil inferior ao da estrutura como um todo.

Não há um consenso em relação ao tempo de vida útil das estruturas, para pontes a situação torna-se ainda mais delicada uma vez que o funcionamento inadequado de alguns elementos estruturais e utilitários, aliados a condições de adversas de utilização e alto grau de agressividade ambiental podem desencadear o processo de deterioração de forma precoce.

4.2 MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

O aparecimento de manifestações patológicas nas estruturas indica que em alguma das etapas de construção e uso, sendo elas planejamento, projeto, fabricação e seleção de materiais,

execução e utilização, houve falhas. Ou seja, pode-se a partir da identificação dos sintomas inferir em quais das etapas o problema teve origem. Para que se faça o correto diagnóstico e se proponha a solução adequada, deve-se investigar também as causas e mecanismos que levaram a deterioração da estrutura.

Pfeil (1983) define que as principais manifestações patológicas encontradas em estruturas de concreto armado ou protendido são: deterioração do concreto, corrosão das armaduras, fissuras, deformações excessivas, defeitos causados pelo fogo, falhas de concretagem e falhas provocadas por colisões.

4.2.1 Origens

Como citado, as manifestações patológicas podem ser originadas em diversas etapas do processo de construção e uso, frente a isso, serão relacionadas as falhas mais comuns durante cada uma dessas fases.

4.2.1.1 Planejamento e projeto

Durante as fases de planejamento e projeto é possível que ocorram diversas falhas. Segundo Souza e Ripper (1998), são exemplos: erros de dimensionamento, más definições das ações atuantes ou da combinação mais desfavorável das mesmas, especificação inadequada de materiais, detalhes construtivos inexequíveis, entre outros. Os autores salientam ainda, que o custo para reparo de um problema patológico gerado nessas etapas é maior e está relacionado com a antiguidade da falha.

4.2.1.2 Execução e produção de materiais

A execução de uma obra, bem como a compra ou produção de materiais deveria ocorrer somente após o projeto e concepção estar finalizada. Entretanto, em muitos casos isso não ocorre sob a alegação de serem necessárias simplificações e adaptações ao planejamento inicial, dando início a erros que podem desencadear o processo de deterioração da estrutura.

As falhas ocorrentes nessas etapas são de diversas naturezas, desde a falta de qualificação de mão de obra, precariedade para produção de materiais in loco, deficiência no controle e fiscalização até a má qualidade de materiais e componentes adquiridos. De acordo com Souza e Ripper (1998) como exemplos pode-se citar erros na implantação da obra, escoramentos, fôrmas, posicionamento e quantidade de armaduras, qualidade do concreto e demais componentes.

4.2.1.3 Utilização da estrutura

Ainda que as etapas de planejamento, projeto, escolha e produção de materiais e execução tenham sido realizadas de forma adequada, podem ocorrer problemas relacionados à utilização inadequada ou falta de manutenções na estrutura.

Tais falhas podem ser evitadas caso se informe o usuário sobre as limitações da obra. Para pontes, deve-se indicar sua capacidade de carga em locais visíveis. Já a deficiência ou inexistência de manutenção adequada pode decorrer de diversos fatores, dentre eles os de cunho econômico. “A falta de alocação de verbas para a manutenção pode vir a tornar-se fator responsável pelo surgimento de problemas estruturais de maior monta, implicando gastos significativos e, no limite, a própria demolição da estrutura.” (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 14)

4.2.2 Causas

O entendimento das causas que levaram a deterioração de uma estrutura é imprescindível para que se possa dar o correto diagnóstico e propor a solução de recuperação mais adequada ao caso. De acordo com Souza e Ripper (1998) podem ser agrupadas em intrínsecas e extrínsecas.

4.2.2.1 Causas intrínsecas

São aquelas inerentes à própria estrutura, “[...], ou seja, todas as que têm sua origem nos materiais e peças estruturais durante as fases de execução e/ou utilização das obras, por falhas humanas, por questões próprias ao material concreto e por ações externas, acidentes inclusive.” (SOUZA; RIPPER, 1998, p. 28).

4.2.2.1.1 Deficiências de concretagem

A concretagem engloba diversas etapas como: transporte, lançamento e adensamento. O transporte quando feito em um intervalo de tempo maior ao previsto pode acarretar em perda de trabalhabilidade, criação de juntas de concretagem não previstas ou segregação entre o agregado graúdo e a argamassa, gerando ninhos de concretagem.

O lançamento inadequado do concreto nas fôrmas pode ocasionar o deslocamento das armaduras, e quando feito em superfícies inclinadas pode gerar acúmulo de água exsudada – resultando em segregação dos componentes e conseqüentemente fragilizando tais regiões quanto à ocorrência de corrosão.

A má vibração e adensamento do concreto podem culminar em excesso de vazios e irregularidades na superfície das peças, dessa forma o ingresso de agentes agressivos é facilitada. Além dos fatores já citados é importante ressaltar que a etapa de cura do concreto deve ser feita com muito cuidado, caso contrário os elementos podem apresentar fissuração acima do esperado.

4.2.2.1.2 Inadequação de fôrmas e escoramentos

A retirada prematura das fôrmas e escoramentos pode gerar deformações excessivas, e elevada fissuração. A falta de estanqueidade das mesmas também pode permitir a perda de nata de cimento, aumentando a porosidade do concreto.

4.2.2.1.3 Deficiências nas armaduras

As falhas ocorridas nessa etapa são as mais diversas, podendo incorrer em inúmeras manifestações patológicas. A insuficiência de armaduras e o mau posicionamento das mesmas podem implicar na diminuição da capacidade resistente da peça estrutural.

O cobrimento deficiente ou de má qualidade auxilia no processo de deterioração da estrutura, permitindo maior acesso dos agentes agressivos externos que promovem a corrosão de armaduras. Dobramentos e emendas das barras em não atendimento ao especificado em norma, acarretam em tensões não previstas. A pintura das barras com tintas anticorrosivas deve ser feita com cuidado, uma vez que, ao passo que o produto auxilia na proteção da armadura, reduz sua aderência com o concreto.

4.2.2.1.4 Utilização incorreta de materiais de construção

Segundo Souza e Ripper (1998) alguns dos exemplos mais comuns são: utilização de concretos e aços em desconformidade com o especificado; utilização de agregados reativos, podendo gerar reações expansivas no concreto, potencializando sua desagregação e fissuração; dosagem inadequada do concreto, bem como o uso indevido de aditivos que podem alterar suas características.

4.2.2.1.5 Causas próprias à estrutura de concreto

De acordo com Souza e Ripper (1998) apud Metha (1994) para que se obtenha um concreto mais durável é necessário que este possua baixos índices de porosidade e permeabilidade,

uma vez que quando mais permissivo for ao transporte interno de água, gases e agentes agressivos, maior será a probabilidade de degradação.

A interação entre os agentes e a estrutura porosa de concreto pode ocorrer (SOUZA; RIPPER 1998, p. 36):

- a) pelo ar, o mecanismo de transporte de gases, de água e de agentes agressivos diluídos (carbonetos, cloretos e sulfato) é por difusão. Entenda-se que a maior ou menor intensidade no transporte de gases ou de água dependerá da umidade relativa do ar: quanto maior esta for, menos permeável aos gases será o concreto;
- b) pela água da chuva ou das marés, em transporte por capilaridade (os canais porosos de diâmetros mais reduzidos chegam a ficar completamente saturados pela água aderida à parede da superfície lateral dos mesmos, pelo fenômeno da adsorção);
- c) em condições de imersão, e, portanto sob pressão, dá-se o transporte por penetração direta.

4.2.2.1.6 Reações internas do concreto

Em função das combinações químicas entre agregados e componentes hidratados do cimento (necessárias para o aumento da resistência e homogeneidade do concreto) podem desenvolver-se reações químicas expansivas que anulam a coesão do material.

A reação álcalis-agregados, gerada pela interação entre a sílica reativa de alguns agregados e os íons álcalis presentes nos cimentos (quando em porcentagem maior que 0,6%), é expansiva (em função da formação adicional de sólidos em meio confinado) e dá início a fissuração da superfície do concreto e posterior desagregação, através da formação de crateras profundas de aspecto cônico.

4.2.2.1.7 Expansibilidade de constituintes do concreto

O óxido de magnésio (MgO), quando na forma de pericálcio poderá ser expansivo. A hidratação deste ocorre de maneira muito lenta após o endurecimento do concreto, culminando em aumento do volume. A hidratação da cal livre também é expansiva e pode provocar fissuração superficial do concreto.

4.2.2.1.8 Presença de cloretos no concreto

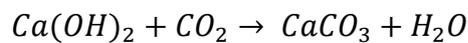
“Os cloretos podem ser adicionados involuntariamente ao concreto a partir da utilização de aditivos aceleradores do endurecimento, de agregados e de águas contaminadas, ou a partir de

tratamentos de limpeza realizados com ácido muriático.” (SOUZA; RIPPER, 1998, p.38). O ingresso também pode ocorrer através da estrutura porosa como citado em 4.2.2.1.5.

A presença dos cloretos acelera o processo de corrosão de armaduras, chumbadores e conectores. Quando presentes em peças estruturais de concreto próximas a correntes elétricas de alta tensão podem resultar em corrosão eletrolítica.

4.2.2.1.9 Presença de gás carbônico

O gás carbônico (CO_2) quando é transportado para o interior da estrutura e reage com o hidróxido de cálcio (presente na água do concreto) forma o carbonato de cálcio:



Isso implica na carbonatação do concreto, ou seja, o pH é reduzido para valores inferiores a 9.

4.2.2.1.10 Presença de água

O transporte de água pelo interior do concreto pode provocar sua desagregação, uma vez que o dióxido de cálcio é dissolvido e o pH é reduzido.

4.2.2.1.11 Elevação da temperatura interna do concreto

A quantidade de calor liberada nas reações dos componentes do cimento com a água poderá gerar problemas na concretagem de peças de grandes dimensões, uma vez que no início do processo não há trocas positivas de calor com o exterior, provocando aquecimento e expansão da massa. Quando ocorre o esfriamento, de forma natural, pode ter início a fissuração interna do concreto.

4.2.2.1.12 Agentes físicos

As principais causas físicas intrínsecas são as que resultam da variação da temperatura externa, insolação e ações do vento e água (chuvas, gelo e umidade).

4.2.2.1.13 Agentes biológicos

O crescimento de raízes de plantas ou algas que se instalem em fissuras e poros do concreto, assim como a ação de fungos e sulfetos (presentes no esgoto), podem desencadear processos biológicos de deterioração.

O caso dos sulfetos é o mais grave, dado que quando inicialmente na forma de gás sulfídrico (H_2S) dissolvido na água, ao entrar em contato com o cálcio do cimento e com a presença de bactérias anaeróbias, formam o sulfureto de cálcio que pode amolecer a pasta de cimento.

4.2.2.2 Causas extrínsecas

São aquelas que independem da estrutura em si, assim como da composição interna do concreto ou de falhas nos processos de execução. As causas extrínsecas agem do meio externo para o interno, ocorrem nas fases de concepção e ao longo da vida útil.

4.2.2.2.1 Modelização estrutural inadequada

A incorreta observação das leis de equilíbrio e fixação dos componentes de uma estrutura podem desencadear diversos problemas patológicos. A questão ainda pode ser agravada quando as peças possuem inércias muito diferentes entre si. Os resultados são surgimento de fissuras, deformações excessivas ou vibrações.

4.2.2.2.2 Má avaliação das cargas

As cargas podem ser consideradas, via de regra, como gravitacionais, climáticas e acidentais. As gravitacionais são permanentes (peso próprio da estrutura e componentes) ou variáveis, que são resultantes da utilização. A combinação dessas cargas deve ser feita com cuidado, de forma que sejam utilizadas as envoltórias das solicitações no dimensionamento.

As cargas climáticas, como as de ventos, podem ocasionar a abertura de fissuras e vibrações em estruturas esbeltas. No caso de pontes devem-se considerar os efeitos da correnteza dos rios sobre os pilares. As cargas acidentais consideradas para este tipo de estrutura envolvem choques nos pilares e colisões de navios (quando há navegação).

4.2.2.2.3 Detalhamento errado ou insuficiente

Essa deficiência ocorre em função da má elaboração de desenhos, ou desconhecimento do projetista quando a alguns detalhes construtivos. Por muitas vezes, não são previstos espaços suficientes na montagem de armaduras para que se possa vibrar de forma adequada o concreto.

4.2.2.2.4 Inadequação ao ambiente

Para que a estrutura se mantenha durável e funcional, é necessário que possua as defesas necessárias ao meio em que está inserida, como já citado, o cobrimento adequado das armaduras é um exemplo. Alguns fatores como temperatura, insolação, ventos e chuvas, devem ser considerados no projeto arquitetônico com o intuito de elaborar detalhes construtivos – como pingadeiras, drenagem e escoamento de águas, juntas de dilatação, pinturas e acabamentos - que dificultem o desgaste e o aparecimento de manifestações patológicas.

4.2.2.2.5 Incorreção na iteração solo-estrutura

Erros na execução ou interpretação das sondagens levam a adoções de soluções de fundação não compatíveis ao solo em questão, ou a construção das mesmas em local em que a capacidade resistente não condiz com a esperada. Tais falhas podem causar recalques e consequentes quadros de fissuração nas estruturas.

4.2.2.2.6 Imprecisão na consideração de juntas de dilatação

Em pontes, a vedação inadequada das juntas de dilatação permite a passagem de água pelo topo do estrado, atacando armaduras e deteriorando elementos de apoio.

4.2.2.2.7 Alteração estrutural

A alteração do comportamento estático da estrutura através de supressão ou abertura de furos em vigas, lajes e pilares pode desencadear ou agravar o processo de fissuração.

4.2.2.2.8 Sobrecargas exageradas

Consiste em expor à estrutura a carregamentos aos quais ela não foi projetada. No caso de pontes, geralmente há trânsito de veículos com cargas superiores às permitidas, esse fator contribui significativamente para a aceleração do processo de deterioração.

4.2.2.2.9 Alteração das condições do terreno

Quando há obras novas, e consequentes escavações do terreno e alterações das condições de estabilidade e compressibilidade do mesmo, próximas a obras já existentes pode ocorrer o recalque das fundações destas.

4.2.2.2.10 Recalque de fundações

Durante a fase de construção e após a obra já estar concluída, há deslocamentos verticais até que o carregamento aplicado se equilibre com o solo. Quando acontecem erros de cálculo das fundações observam-se recalques diferenciados entre os elementos de suporte, e em função disso surgem fissuras na estrutura.

4.2.2.2.11 Choques de veículos

O choque de veículos ou embarcações nos pilares de pontes podem desgastar a camada superficial de concreto ou até mesmo destruir alguns elementos estruturais.

4.2.2.2.12 Incêndios

O fogo não se propaga facilmente para o interior da massa de concreto, entretanto, quando isso ocorre, há uma perda significativa da resistência. A estrutura absorve calor, causando uma expansão térmica diferenciada entre os materiais, isso prejudica a aderência e origina tensões que levam à desagregação do concreto e exposição direta das armaduras ao fogo.

Ao ser submetido a altas temperaturas o concreto muda de cor e perde resistência, essas características tem relação direta com a temperatura alcançada. O grau de comprometimento das armaduras está ligado ao cobrimento existente.

4.2.3 Tipos de manifestações patológicas

Aqui serão apresentados os efeitos resultantes dos agentes intrínsecos e extrínsecos na deterioração das estruturas de concreto armado.

4.2.3.1 Fissuração

A fissuração é a manifestação patológica mais comum nas estruturas de concreto armado, entretanto apenas pode ser caracterizada como tal à medida que se identifique sua origem, intensidade e magnitude, posto que o concreto por apresentar baixa resistência à tração fissurará por natureza.

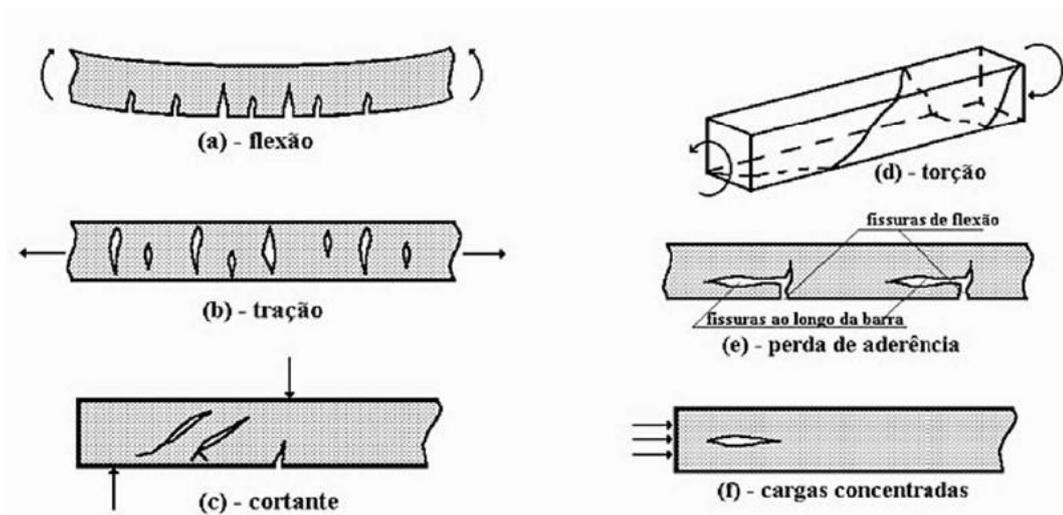
Como visto, esse processo pode ser desencadeado por diversos agentes (intrínsecos e extrínsecos) e para que se faça o correto diagnóstico de causas e efeitos é necessária uma análise consistente quanto à configuração, abertura, extensão e profundidade das fissuras. Outro aspecto importante é relativo à sua atividade, “[...] uma fissura é dita ativa, ou viva, quando a causa responsável por sua geração ainda atua sobre a estrutura, sendo inativa, ou

estável, sempre que sua causa se tenha feito sentir durante certo tempo e, a partir de então, deixado de existir.” (SOUZA; RIPPER, 1998, p.57). A seguir serão listadas as diferentes configurações de fissuração, de acordo com suas origens e causas.

4.2.3.1.1 Deficiências de projeto

As fissuras decorrentes dessa etapa assumem a configuração do tipo de sollicitação predominante a que o elemento estrutural está submetido. A figura 15 ilustra algumas dessas situações.

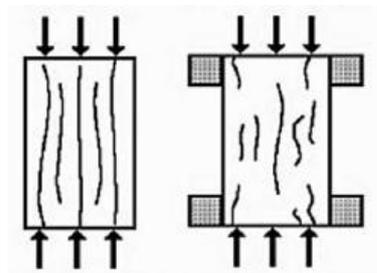
Figura 15: Fissuração em função do tipo de sollicitação predominante



(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 58)

Quando o esforço predominante for de compressão, as fissuras poderão ter a configuração apresentada na figura 16.

Figura 16: Fissuração por compressão sem e com confinamento

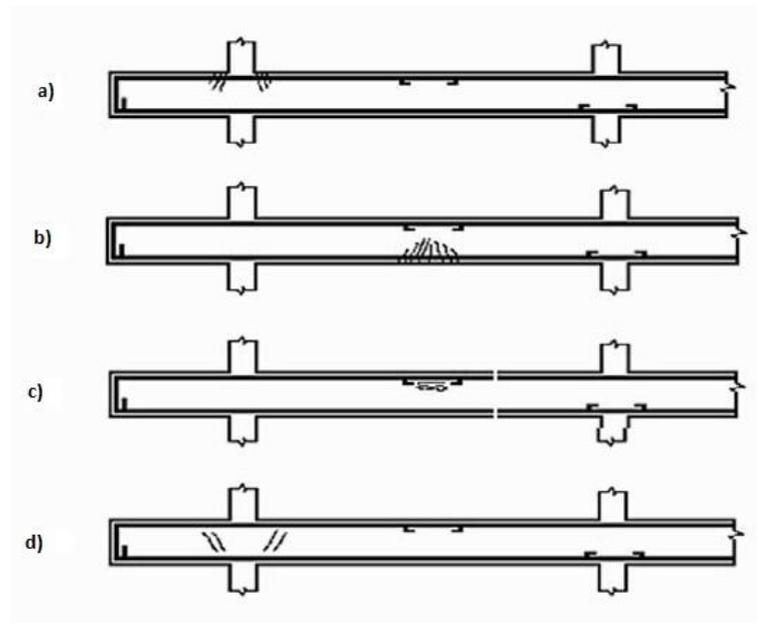


(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 58)

Quando há insuficiência de armaduras em vigas, a fissuração acontecerá de várias formas. Se a seção de aço for insuficiente para suportar o momento negativo, as fissuras aparecerão

próximas ao apoio, na parte superior. Já nos casos em que a armadura for insuficiente para o momento positivo, elas se manifestarão próximas ao centro do vão, na parte inferior. Em um caso mais raro, quando ocorrer por esmagamento do concreto e insuficiência da armadura de compressão, a fissuração será vista próxima ao centro do vão, na metade superior da seção da viga. Para situações em que a deficiência estiver armadura de corte, as trincas se desenvolverão na diagonal, também próximas ao apoio.

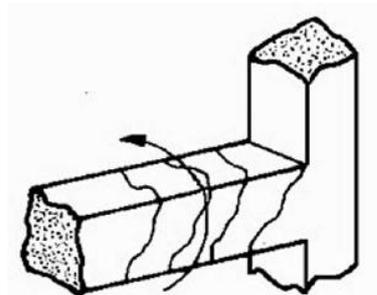
Figura 17: Fissuração em vigas: a – momento negativo; b – momento positivo; c – compressão; d – corte



(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 59)

Quando viga e pilar apresentam comportamento conjunto e são submetidos à torção, a fissuração característica é dada segundo a figura 18.

Figura 18: Fissuração devido à torção



(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 59)

As lajes quando projetadas com reduzida espessura podem apresentar fissuras devido ao esmagamento do concreto. Quando submetidas aos momentos negativos, surgem na face inferior paralelamente às bordas. Diante dos momentos positivos, a manifestação ocorre no centro da face superior.

Nas situações em que a fissuração das lajes decorre da insuficiência de armaduras, seu aparecimento na face superior, paralela as bordas são devido ao momento negativo. Já quando ocorre no lado inferior, do centro em direção as extremidades, é em função do momento positivo.

4.2.3.1.2 Contração plástica do concreto

Consiste na fissuração do concreto antes mesmo da pega. Isso acontece devido evaporação excessivamente rápida da água, tendo esta sido utilizada em excesso. Observa-se com mais frequência em superfícies extensas como lajes. As fissuras, via de regra superficiais, são paralelas entre si e fazem ângulo de 45° com os cantos.

4.2.3.1.3 Assentamento do concreto

Quando o assentamento do concreto é impedido por barras ou fôrmas, formam-se fissuras que acompanham o desenvolvimento das armaduras e prejudicam, ou em um quadro mais grave, provocam a perda de aderência. Por estarem junto à armadura, essas fissuras são mais nocivas a estrutura, uma vez que permitem com maior facilidade o ingresso de agentes agressivos e conseqüentemente a corrosão das barras de aço.

4.2.3.1.4 Movimentação de fôrmas e escoramentos

A movimentação de fôrmas e escoramentos altera a geometria das peças causando deformações e juntas de concretagem não previstas, o que gera fissuração.

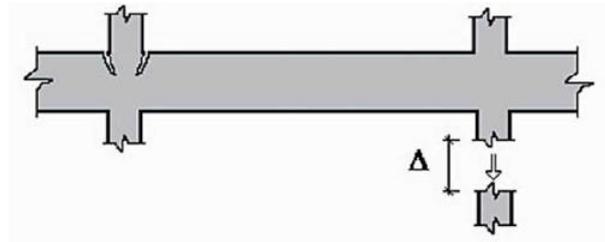
4.2.3.1.5 Retração do concreto

A retração é um comportamento reológico do concreto que implica na redução de seu volume. Para peças de grandes dimensões é importante observar que sua execução não ocorra em dias de elevadas temperaturas e baixos teores de umidade. A retração pode ocasionar fissuras em todo contorno da alma das vigas e em qualquer posição do vão. Em lajes formam uma espécie de mosaico em ambas as faces.

4.2.3.1.6 Recalques diferenciais

A falha de um ou mais elementos de fundação gera fissuração em função de sua magnitude. A figura 19 representa a configuração das fissuras em vigas, decorrentes de recalques diferenciais.

Figura 19: Fissuração por recalque diferencial



(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 70)

4.2.3.1.7 Variação da temperatura

Nesse caso, a fissuração é gerada por um estado de sobretensão causado por contração ou dilatação térmica. É comum em coberturas horizontais mais expostas as variações térmicas naturais e é agravada no encontro de lajes e vigas, devido a diferença de inércia das peças.

4.2.3.2 Corrosão de armaduras

A corrosão de armaduras “[...] é caracterizada pela destruição da película passivante existente ao redor de toda a superfície exterior das barras. Esta película é formada como resultado do impedimento da dissolução do ferro pela elevada alcalinidade da solução aquosa que existe no concreto.” (SOUZA; RIPPER, 1998, p.65)

A destruição dessa película se dá através de alguns mecanismos que impedem a solução aquosa de se manter alcalina (pH superior à 9). A corrosão pode ocorrer através de: tensão fraturante, quando os aços são submetidos à grandes esforços mecânicos e podem sofrer fraturas; presença de hidrogênio atômico; ação de cloretos e carbonatação.

Em qualquer um dos casos, a corrosão instala-se pela geração de uma corrente elétrica e as reações que ocorrem resultam no hidróxido ferroso e hidróxido férrico, que constituem a ferrugem (indício da corrosão do aço). O processo corrosivo avança da periferia ao interior das barras, havendo troca de seção resistente do aço por ferrugem.

Associado a isso, desenvolvem-se ainda outros meios de degradação da estrutura como perda de aderência, desagregação da camada de concreto que envolve a armadura e fissuração. As

fissuras formadas acompanham o comprimento das armaduras e agravam ainda mais a situação.

4.2.3.3 Deformações excessivas

Podem ocorrer devido a recalques do escoramento ou retirada precoce de formas, incorreções de projeto ou à fluência do concreto comprimido. Para evitar esse sintoma patológico, devem-se observar as recomendações da NBR 6118.

4.2.3.4 Desagregação do concreto

A desagregação do concreto acontece, na maior parte das situações, simultaneamente à fissuração, e consiste na separação física de placas ou lascas de concreto, enfraquecendo sua propriedade de ser um material monolítico. A capacidade de resistir aos esforços solicitantes também é diminuída, local ou globalmente. Como citado no item de corrosão de armaduras, a desagregação também ocorre em função da expansão das barras de aço.

A corrosão do concreto também é responsável por sua desagregação. É um processo químico que pode ser classificado segundo as ações que lhe dão origem: lixiviação, reação iônica ou expansão. A lixiviação consiste na dissolução e arraste do hidróxido de cálcio presente na massa de cimento endurecido, devido o ataque de águas puras, carbônicas agressivas, ácidas e outras, diminuindo o pH do concreto e gerando eflorescências. A corrosão iônica acontece pela reação de substâncias químicas do meio agressivo com componentes do concreto endurecido. Já na expansão ocorrem reações dos sulfatos com substâncias do cimento, de modo a aumentar o volume do concreto, desagregando-o.

Como visto no item referente a incêndios, o efeito do fogo gera, além de alteração na coloração e perda de resistência, desagregação do concreto. Isso ocorre em virtude da expansão dos agregados, que desenvolvem tensões internas e fraturam o material.

4.2.3.5 Carbonatação do concreto

Como visto anteriormente, a carbonatação ocorre na presença de gás carbônico que em contato com o cimento hidratado forma o carbonato de cálcio e reduz o pH. Caso a carbonatação não atingisse as armaduras poderia ser considerada benéfica ao concreto, visto que aumentaria suas resistências químicas e mecânicas. Entretanto, devido às concentrações de gás carbônico na atmosfera, a porosidade e a fissuração permitem que o processo atinja as barras de aço.

4.2.3.6 Desgaste do concreto

O desgaste das superfícies do concreto pode ocorrer em virtude do atrito, abrasão e percussão. A abrasão pode decorrer de agentes como o ar e a água (pois carregam partículas), veículos sobre a pista de rolamento e ondas.

“Um outro tipo de desgaste que pode ocorrer é a cavitação, que consiste na formação de pequenas cavidades, pela ação de águas correntes, resultantes de vazios que se formam e desaparecem quando a água está se movimentando em velocidade elevada.” (SOUZA; RIPPER, 1998, p.78)

5 TÉCNICAS DE RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL

As técnicas de recuperação estrutural a serem adotadas dependem do diagnóstico acerca da estrutura deteriorada. Para que se obtenha sucesso na escolha, devem-se analisar com cuidado as origens, causas e efeitos dos sistemas de degradação.

Neste capítulo serão apresentadas as principais técnicas de recuperação das estruturas de concreto, das quais serão escolhidas as mais adequadas ao caso da ponte de estudo. Cabe ressaltar, que em virtude do aparente estado avançado de degradação da construção, serão apresentadas também algumas técnicas de reforço que podem fazer-se necessárias.

Embora muitos autores tratem o reforço como uma solução utilizada apenas quando se deseja aumentar a capacidade portante, de acordo com Souza e Ripper (1998) os serviços de reforço podem ser inseridos nos trabalhos de recuperação, quando sua necessidade decorrer da danificação da estrutura.

5.1 PREPARO E LIMPEZA DE SUPERFÍCIES

Aqui serão abordados os serviços que precedem a aplicação propriamente dita dos materiais de recuperação ou reforço. Segundo Helene os procedimentos de preparo e limpeza do substrato se feitos de forma inadequada podem comprometer o objetivo final.

5.1.1 Polimento

O polimento tem por objetivo devolver ao concreto sua textura original, sem rugosidades ou partículas soltas (causadas pela degradação ou má fabricação do mesmo). Pode ser feito de forma manual, com pedras de polir, ou mecanicamente com o auxílio de lixadeiras. Esse procedimento abre e limpa os poros do concreto, além de remover eflorescências. Em função da grande formação de pó, deve ter-se um cuidado especial com a proteção dos operários.

5.1.2 Escovação manual

É indicada para superfícies de pequena dimensão e fácil acesso e visa remover os produtos de corrosão incrustados nas barras de aço. Quando a área a ser preparada for metálica, utiliza-se uma pistola de agulhas. Em ambos os casos, após sua conclusão, é recomendável a limpeza com jatos de ar comprimido sobre o local tratado.

5.1.3 Apicoamento

Consiste na retirada da camada de concreto mais externa das peças estruturais, para depois complementá-las com argamassa ou concreto. Pode ser manual ou mecânico e a escolha deve levar em conta a espessura do concreto que se deseja remover, bem como o grau de rugosidade e homogeneidade que se necessite. Para áreas grandes recomenda-se o uso do apicoamento mecânico.

É necessário cuidado durante sua execução de modo a não gerar danos à estrutura. Após ambos processos é necessária a limpeza da superfície tratada com jatos de ar comprimido.

5.1.4 Corte

É a remoção, de forma profunda, do concreto degradado. Com isso pretende-se eliminar processos nocivos que possam atacar as armaduras. Assim, sempre que houver corrosão de armaduras, ou indícios de que possa ocorrer, a camada de concreto deverá ser removida até além das barras de aço. Quando a remoção for muito profunda os cantos devem ser arredondados para facilitar a aderência do material de reposição. De acordo com Souza e Ripper (1998) dependendo da intensidade da degradação, da extensão da peça afetada pelo corte e da capacidade residual da mesma, podem ser necessários escoramentos durante a execução.

A extensão longitudinal a se remover é delimitada pela existência de sinais de contaminação da armadura. “Em muitos casos, a extensão do corte não permitirá, se assim for necessário, a recolocação de armaduras, sejam estas de complementação ou de reforço, por impossibilidade de observância dos comprimentos de ancoragem ou de emenda com a armadura existente.” (SOUZA; RIPPER, 1998, p.177). Nessas situações é recomendável que se façam furos no concreto existente, onde serão imersas as barras (em meios cheios de epóxi ou grout). Ao fim do processo realiza-se a limpeza da área com jatos de areia, ar comprimido e água.

5.1.5 Queima controlada

É utilizada para remover, por desagregação de camadas de concreto (em torno de 5 mm de espessura), materiais como graxas e óleos. É executada por mão de obra especializada com o auxílio de um maçarico, e não pode ser empregada quando houver armadura exposta, ou seu cobrimento for inferior à 35 mm.

5.1.6 Jatos de ar comprimido

São utilizados para remover poeira e partículas menores que ficam na superfície a ser recuperada, após o corte e apicoamento do concreto danificado. Jatos de ar comprimido em conjunto com um sistema de aspiração são necessários também para a limpeza e secagem de fissuras reparadas.

5.1.7 Jatos de areia

Podem ou não conter água e são aplicados sob pressão controlada. São também utilizados após cortes e apicoamentos e para limpeza da armadura através da remoção das camadas de corrosão. Deverão ser seguidos de jatos de ar comprimido e água fria antes da aplicação do material de reposição.

5.1.8 Jatos de vapor

A aplicação de jatos de vapor é utilizada para a limpeza de grandes áreas e locais contaminados com impurezas orgânicas (graxas, óleos, tinta) e minerais (sais). Deve ser associada à removedores biodegradáveis para obter melhor performance.

5.1.9 Jatos de limalha de aço

São mais abrasivos que os jatos de areia. Requerem também equipamento e mão de obra especializada. Sua utilização é eficiente para grandes áreas, quebrando a superfície menos resistente do concreto, abrindo poros e aumentando sua aderência. Não são indicados no caso de armaduras expostas, corroídas ou de pequeno diâmetro.

5.1.10 Saturação

É um processo preparatório de superfícies utilizado para conferir melhor aderência entre estas e os concretos e argamassas que serão aplicadas posteriormente. O procedimento consiste na aplicação de água contínua, em média, por 12 horas. Ao se executar o novo material a área deverá estar úmida, mas sem empoçamentos.

5.1.11 Lavagens

5.1.11.1 Lavagem com soluções ácidas

É utilizada para a remoção de tintas, ferrugens de metais e materiais indesejáveis como carbonatos, resíduos de cimentos e impurezas orgânicas, com a finalidade de melhorar a aderência do substrato.

O procedimento consiste em saturar a estrutura com água (para evitar a penetração do ácido) e aplicar a solução, após a reação de efervescência a região deve ser lavada com água abundante. Essa limpeza deve ser superficial, uma vez que existe a possibilidade de infiltração de agentes ácidos (como cloretos). Não é aconselhável em situações em que haja armadura exposta ou muito próxima a superfície.

5.1.11.2 Lavagem com soluções alcalinas

É empregada na limpeza de grandes áreas que apresentem resíduos ácidos, neutralizando a estrutura contra o ataque ácido e melhorando as características aderentes do substrato. A região deve ser saturada com água antes da aplicação da solução, e após isso lava-se a superfície simultaneamente com as mesmas. Caso haja agregados com características reativas no concreto, há possibilidade de reações expansivas. Não é aconselhável na remoção de produtos da corrosão de armaduras e pode dificultar a aderência de materiais à base de epóxi.

5.1.11.3 Lavagem com jatos de água

A aplicação de jatos de água sob pressão controlada é uma das técnicas de limpeza mais utilizadas. Tem como função remover impurezas para que se possa aplicar o material de reparo sobre o substrato. Quando as superfícies apresentam manchas de forte impregnação química ou gorduras, usam-se os jatos de água quente.

5.2 TRATAMENTO DE FISSURAS

O tratamento indicado para áreas fissuradas está ligado à identificação das suas origens, causas. Deve-se observar se são ativas (variam sua espessura) e se há necessidade de reforços, casos em que o fissuramento diminui a capacidade resistente da peça.

5.2.1 Injeção de fissuras

Essa técnica consiste em preencher os espaços abertos pela fissuração, para reestabelecer seu monolitismo e barrar a entrada de agentes agressivos, através da injeção de material sob baixa pressão (para aberturas superiores à 0,1 mm). O material a ser utilizado é escolhido em função da atividade das fissuras; para as ativas são usados materiais rígidos como epóxi e grouts, já para as ativas são escolhidos produtos flexíveis como resinas acrílicas ou poliuretânicas.

O processo ocorre da seguinte forma: são abertos furos ao longo do desenvolvimento das fissuras, com espaçamento em função da abertura da fissura; é feita a limpeza com ar comprimido e aspiração, para que não restem partículas soltas; são fixados tubos de plástico pelos quais será injetado o produto e feita a selagem, após inicia-se a injeção (geralmente por aqueles instalados em cotas mais baixas). Os tubos são vedados e retirados após 12 ou 24 horas.

5.2.2 Selagem de fissuras

“A selagem é a técnica de vedação dos bordos das fissuras ativas pela utilização de um material necessariamente aderente, resistente mecânica e quimicamente, não retrátil e com módulo de elasticidade suficiente para adaptar-se à deformação da fenda.” (SOUZA; RIPPER, 1998, p.125).

Para fissuras entre 10 e 30 mm o preenchimento é feito com grout e as bordas são seladas com produto à base epóxi. Quando a espessura for superior à 30 mm o processo é semelhante ao realizado em juntas de movimentação que prevê a inserção de um cordão de polietileno extrudado para apoio e isolamento do selante do fundo da fenda.

5.2.3 Grampeamento das fissuras

O grampeamento consiste em uma espécie de costura da fissura com a disposição de armadura adicional na parte tracionada. Essas barras devem ter inclinações diferentes em relação ao eixo da fenda. O uso é indicado para fissuras ativas em linhas isoladas.

Outra opção é introduzir cabos de aço que comprimam a peça e compensem os esforços de tração, nesse caso o processo está mais relacionado com o dimensionamento estrutural de um reforço, que propriamente um tratamento de fissuras.

5.3 REPAROS EM ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Os reparos podem ser classificados em superficiais, semiprofundos ou profundos, de acordo com os danos que a estrutura sofreu. Os superficiais têm profundidade inferior à 2 cm, já os semiprofundos variam entre 2 e 5 cm e finalmente os profundos acima de 5cm.

5.3.1 Reparos com argamassa

A argamassa é utilizada para reparos superficiais e semiprofundos, como em camadas deterioradas do revestimento das armaduras. Dessa forma é importante que tenha baixa permeabilidade quando exposta a meios agressivos.

5.3.1.1 Argamassa de cimento e areia

É confeccionada com cimento, areia e água, em traço 1:3 e relação água/cimento em torno de 0,45. Deve ser aplicada sobre uma fina camada de adesivo à base epóxi para garantir sua melhor aderência. A execução é feita em camadas de 1 cm, para evitar retração, sendo a cura úmida indicada de 1 a 3 dias. Quando for utilizada uma argamassa mais seca, com relação a/c menor, as camadas devem ser compactadas com soquetes.

5.3.1.2 Argamassa polimérica

É obtida através da incorporação de resina sintética polimérica e permite reduzir a água de mistura necessária, mantendo sua plasticidade além de reduzir a impermeabilidade e melhorar a aderência. A execução também é feita em camadas de 1 cm e a cura é semelhante à de argamassas de cimento e areia. Quando a resina utilizada for o PVA a aplicação é restrita, em função da baixa resistência à umidade.

5.3.1.3 Argamassa epoxídica

Obtém-se essa argamassa quando o aglomerante é uma resina epoxídica. Têm como característica elevadas resistências mecânica e química, além de ótima aderência ao aço e ao concreto. É um produto, em geral, industrializado e sua utilização é recomendada para reparos em concretos de vertedouros, canais, bordas de juntas de dilatação, elementos estruturais expostos a agentes agressivos, ou quando há necessidade de liberação da estrutura em poucas horas após a realização da intervenção.

5.3.1.4 Argamassa projetada com aditivo acelerador

É recomendada para reparos superficiais ou semiprofundos em grandes áreas, uma vez que implica em maiores custos de equipamentos. Antes da aplicação da argamassa, a superfície a

ser reparada deve receber jatos de areia e água, para que fique limpa e áspera. O traço de cimento: areia deve ser de 1:3 ou 1:4,5 e a relação água/cimento deve estar compreendida entre 0,35 e 0,55. O aditivo acelerador é utilizado na proporção de 2% a 6% do peso de cimento. Deve ser projetada até ultrapassar as superfícies adjacentes à área de recuperação, e após a pega ter os excessos removidos.

5.3.1.5 Argamassa com sílica ativa

Argamassa com adição de sílica, utilizada para reforço e recuperação de elementos estruturais. Possui elevada resistência mecânica, bem como boa trabalhabilidade e coesão. É de fácil aderência e no estado endurecido apresenta baixa permeabilidade.

5.3.2 Reparos com graute

Consiste em uma argamassa de grande fluidez à base mineral ou epóxi, utilizada em reparos semiprofundos ou profundos. É auto-adensável, não apresenta retração e possui alta resistência. A superfície de preparo deve ser úmida e seu uso é recomendável para reparo de estruturas em que haja necessidade de rapidez na desforma, uma vez que em 24 horas o material atinge sua resistência. É indicada também cura úmida de 3 dias.

5.3.3 Reparos com concreto

5.3.3.1 Concreto com agregado pré-colocado

É uma técnica usual para diversos reparos, inclusive em peças estruturais submersas ou de difícil acesso. O procedimento é iniciado com o preenchimento de fôrmas, ou da cavidade, com agregado graúdo, após a compactação é umedecido com água e é injetada uma argamassa fluida de cimento, areia e pozolanas. Devido à pressão, a água é expulsa dos vazios, que são preenchidos com o material.

5.3.3.2 Concreto convencional ou com adesivos

O concreto convencional é geralmente utilizado em casos de preenchimento de vazios ou ninhos de concretagem, exceto quando o dano atravessa a seção da peça. Deverá ter resistência igual ou superior ao já existente na estrutura, O diâmetro máximo de agregado deverá também ser igual ao já existente, bem como a granulometria.

O concreto com adesivos pode ser de três tipos: epóxi, PVA, ou acrílico. O emprego de adesivo epóxi é recomendado para reparos profundos. A resina deve ser pintada sobre a superfície, preparada a seco, a ser recuperada (inclusive nas barras que estiverem expostas) e o concreto aplicado nessa região. Agregados graúdos com diâmetros superiores a 9,5 mm não são indicados.

O uso de PVA também é feito em reparos profundos, com superfície preparada a úmido. O fator água/cimento máximo admitido é 0,47 e agregados graúdos com diâmetros inferiores a 9,5 mm. O adesivo é incorporado à água de amassamento na proporção de 1:3 e também pintado sobre a região. Em casos de elementos estruturais que fiquem em contato direto com a água o adesivo PVA deve ser substituído por acrílico.

5.3.3.3 Concreto projetado

“A técnica do concreto projetado consiste em se conduzir, através de uma mangueira, concreto ou argamassa, projetando-o em alta velocidade (acima de 120 m/s).” (SOUZA; RIPPER, 1998, p.138). Ao encontrar a superfície se comprime e fica aderido. Pode ser feito com mistura seca (a água é introduzida apenas no bocal de saída da mangueira), ou úmida – em que a mistura inicial já contém água.

O diâmetro máximo de agregados recomendado é 19 mm, e o adensamento do concreto é feito através de seu impacto com a superfície. A região que receberá o jateamento deve estar preparada adequadamente, livre de componentes que possam prejudicar a aderência. As camadas de aplicação devem ter espessura inferior a 50 mm.

Pode-se ainda adicionar fibras de aço à mistura com a finalidade de melhorar propriedades relativas à tração. Se aplicado corretamente, o concreto projetado é durável, resistente e apresenta boa aderência. O inconveniente do processo são as perdas de material durante a execução, e a necessidade de equipamentos e mão de obra especializada.

5.4 REFORÇO COM ARMADURAS DE COMPLEMENTAÇÃO

Aqui será abordada a técnica de complementação de armaduras, indicada para reestabelecer a capacidade portante de elementos estruturais desgastados ou deteriorados.

Devido à utilização em serviço e exposição a meios agressivos, a corrosão faz com que haja perda da seção das barras da armadura. Dessa forma, é necessário complementá-las para que se reestabeleçam as condições de uso e segurança.

Deve-se ter atenção ao detalhamento e a forma que estas serão adicionadas a estrutura, de modo a não comprometer todo trabalho de recuperação, pois podem tornar-se obstáculos à posterior concretagem da região. O detalhamento deve contemplar a representação gráfica de sua disposição, cobrimento, espaçamento entre barras, sistemas de ancoragem e emendas, ângulos de dobramento e curvatura.

O grau de corrosão das armaduras de um elemento estrutural é aceitável até certo nível, uma vez que sendo essa perda de seção pouco representativa, não é conveniente inserir novas barras que podem gerar complicações aos trabalhos de recuperação, como a adição de concretos ou argamassas para reparo. Assim, segundo Souza e Ripper a complementação das armaduras deve ocorrer quando:

$$\sum A_{s,corr} < 0,85 * \sum A_s \quad (\text{fórmula 5})$$

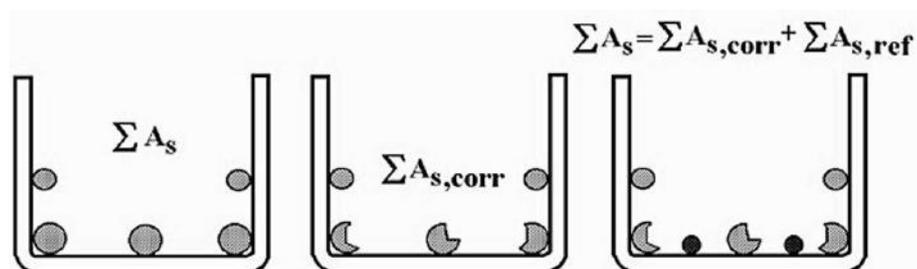
Onde:

$A_{s,corr}$ = seção de aço do elemento após o ataque corrosivo

A_s = seção de aço de projeto

A adição de novas barras em um elemento estrutural é representada na figura 20.

Figura 20: Complementação de armadura



(fonte: SOUZA; RIPPER, 1998, p. 144)

Considerando a seção longitudinal, deve-se garantir que o comprimento da emenda seja tal que garanta que os esforços que solicitam a barra corroída sejam transferidos à sã, de forma que o trabalho em conjunto das duas seja efetivo. O tipo de emenda a ser empregado varia caso a caso, podendo ser feito com solda, traspasse ou ligeira inclinação das barras.

A ancoragem pode ser feita através de furos no concreto, e imersão das barras em epóxi ou grout, sendo considerados comprimentos iguais a $0,4l_b$ e $0,7l_b$, respectivamente. A proteção dessas barras quanto à agressividade pode ser feita através de pintura adesiva.

5.5 REFORÇO COM PROTENSÃO EXTERNA

A técnica de protensão externa, utilizando barras ou cabos, consiste em exercer sobre a estrutura uma força exterior que tenha a capacidade de aumentar ou devolver a capacidade resistente original de um elemento. Sua execução requer equipamentos e materiais sofisticados, bem como mão de obra especializada.

Esse sistema pode ser utilizado em casos em que se deseja costurar fendas em vigas, inibir deformações e redistribuir esforços em peças contínuas. O emprego dessa técnica na recuperação de estruturas de pontes e viadutos, segundo Souza e Ripper, apresenta duas principais vantagens, sendo elas a correção de perdas iniciais, ou no decorrer do tempo, da força de protensão e a possibilidade de utilizar plenamente a capacidade resistente da estrutura, ainda que deformada

5.6 REFORÇO COM ADIÇÃO DE CHAPAS DE AÇO

A técnica que consiste na colagem de chapas de aço com resina epóxi mostra-se muito vantajosa em diversos aspectos como a rápida execução e pequeno acréscimo de seção ao elemento. Entretanto, para que o processo apresente resultados satisfatórios deve-se atentar para a qualidade do adesivo empregado, bem como o adequado preparo das superfícies da chapa e da que receberá o reforço.

Após a fixação, é conveniente que se pressione as chapas, de modo a expulsar o excesso de resina. Ainda pode-se prever a introdução de pinos que auxiliem na ancoragem do elemento metálico à peça de concreto.

5.7 REFORÇO COM ADIÇÃO DE FIBRAS CARBONO

A adição da fibra carbono como método de reforço, proporciona aos elementos maior rigidez resistência à ruptura. Apresenta-se como uma boa alternativa devido a seu baixo peso próprio e pequeno aumento da seção transversal.

O método de execução do reforço consiste no preparo da superfície, imprimação do substrato (que serve como ponte de aderência entre o concreto e o tecido), corte do tecido conforme necessário, aplicação de resina sobre a área imprimada e finalmente a aplicação da camada de fibra. Após, o ar aprisionado deve ser expulso através da aplicação de rolo de borracha. O reforço pode contar com mais camadas de tecido.

5.8 CAPACIDADE DE CARGA RESIDUAL DE ELEMENTOS FLETIDOS

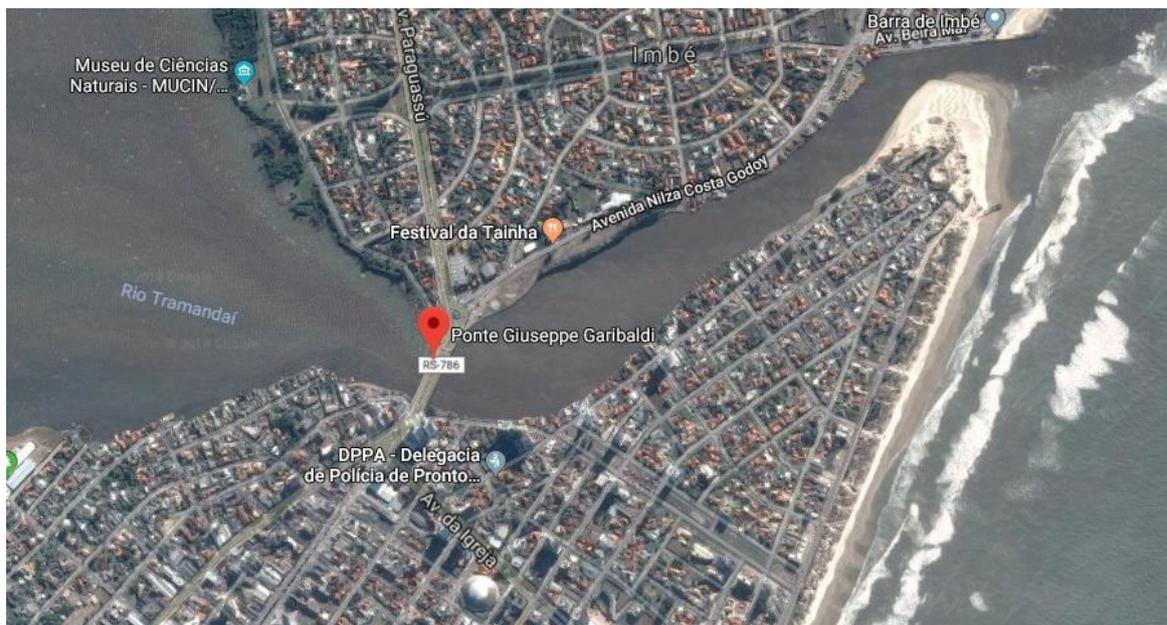
O conhecimento da resistência residual de peças danificadas possibilita verificá-las quanto a segurança e eventual necessidade de reforços para que sua capacidade portante seja recuperada. Essa análise será feita de acordo com os preceitos na NBR 6118 no que se refere à verificações no estado limite último, e também com o auxílio da bibliografia que aborda o assunto.

6 PONTE GIUSEPPE GARIBALDI

A ponte Giuseppe Garibaldi localizada na RS – 786 liga as cidades litorâneas de Imbé e Tramandaí. Conforme o blog Tramandaí em preto e branco, sua construção, iniciada na década de 1950 passou por ampliações em 1970, em que foram acrescentadas duas pistas, que hoje são utilizadas pelos veículos que transitam no sentido Tramandaí – Imbé. A obra é composta por duas pontes independentes, sendo a construção mais antiga destinada ao fluxo de veículos no sentido Imbé – Tramandaí, e a de construção mais recente no sentido oposto.

A travessia, de aproximadamente 150 metros, sobre o Rio Tramandaí é um importante eixo de ligação entre cidades do litoral norte gaúcho. A ponte tem grande relevância na economia dos municípios, permitindo a locomoção diária da população, transporte de cargas, circulação de pedestres, além de ser utilizada por pescadores da região.

Figura 21: Localização Ponte Giuseppe Garibaldi



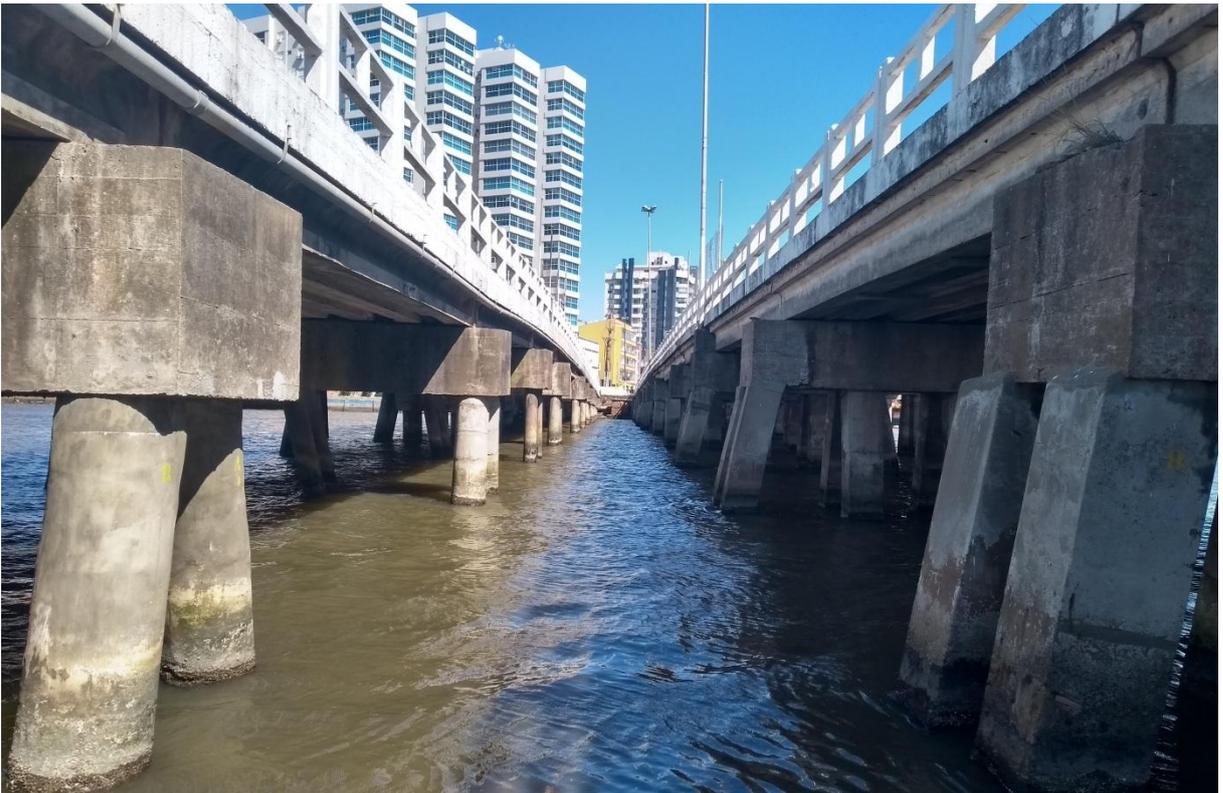
(fonte: Google Maps, 2018)

Figura 22: Vista da Ponte Giuseppe Garibaldi



(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

Figura 23: Vista da Ponte Giuseppe Garibaldi



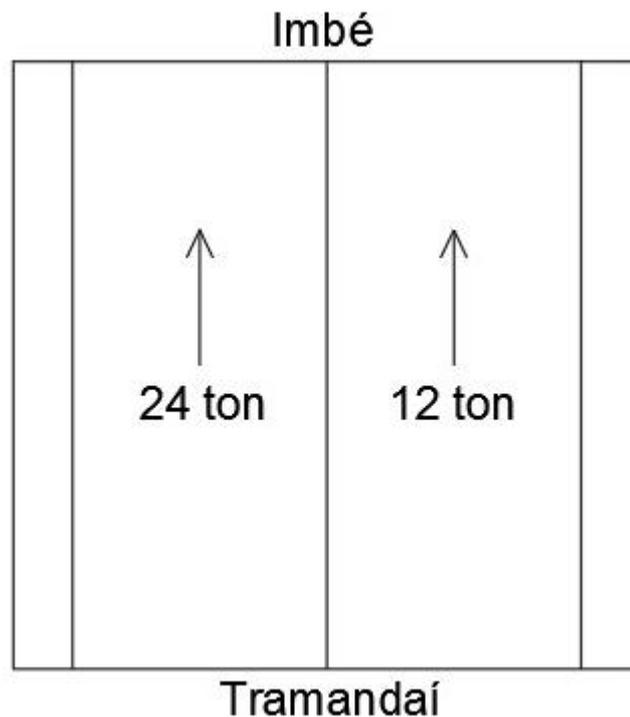
(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

A ponte, situada à direita de quem se posiciona na margem de Imbé, é composta por três faixas, sendo a central destinada ao tráfego de pedestres, a pista externa aos veículos de até 12 toneladas e a faixa interna aos veículos de até 24 toneladas. Essa estrutura não será analisada

no presente trabalho, uma vez que sua superestrutura não apresenta graves problemas de deterioração.

Já a estrutura da esquerda é composta por duas faixas, sendo a da esquerda utilizada por veículos de até 24 toneladas e a pista da direita (mais próxima ao mar) limitada à veículos de 12 toneladas, atualmente, conforme mostra a figura 24.

Figura 24: Configuração de cargas máximas permitidas em cada faixa:



(fonte: Elaborado pela autora)

A ponte, que será o objeto de estudo, apresenta parte de sua superestrutura danificada, fato esse, que em agosto de 2017 motivou uma grande repercussão nos meios de comunicação. Em abril de 2018 foi realizada uma inspeção visual na estrutura, a fim de identificar e catalogar suas manifestações patológicas. Nessa oportunidade, foi possível ainda coletar informações de projeto e das condições de segurança da construção, junto à Prefeitura de Imbé.

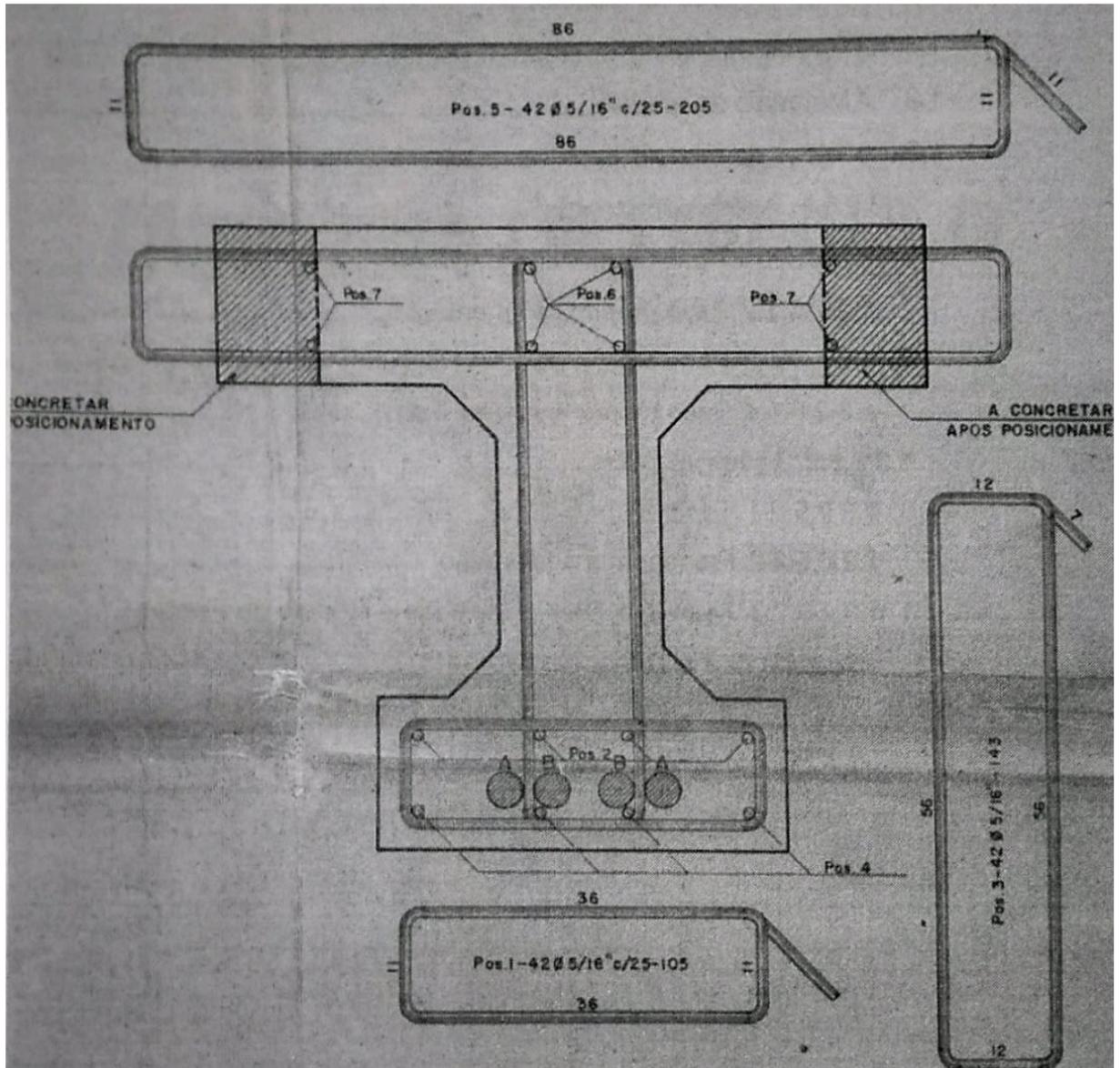
6.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A travessia de aproximadamente 150 metros é composta por 13 vãos, sendo o vão central de aproximadamente 16,5 metros, e os demais de 10,30 metros. Trata-se de uma ponte em vigas,

com vãos isostáticos, composta por longarinas de seção transversal I, de concreto protendido, que justapostas formam o tabuleiro da estrutura.

A seção transversal das longarinas e do tabuleiro, conforme projeto, foram fornecidas pela prefeitura de Imbé e são apresentadas nas figuras 25, 26 e 27.

Figura 25: Seção transversal das longarinas

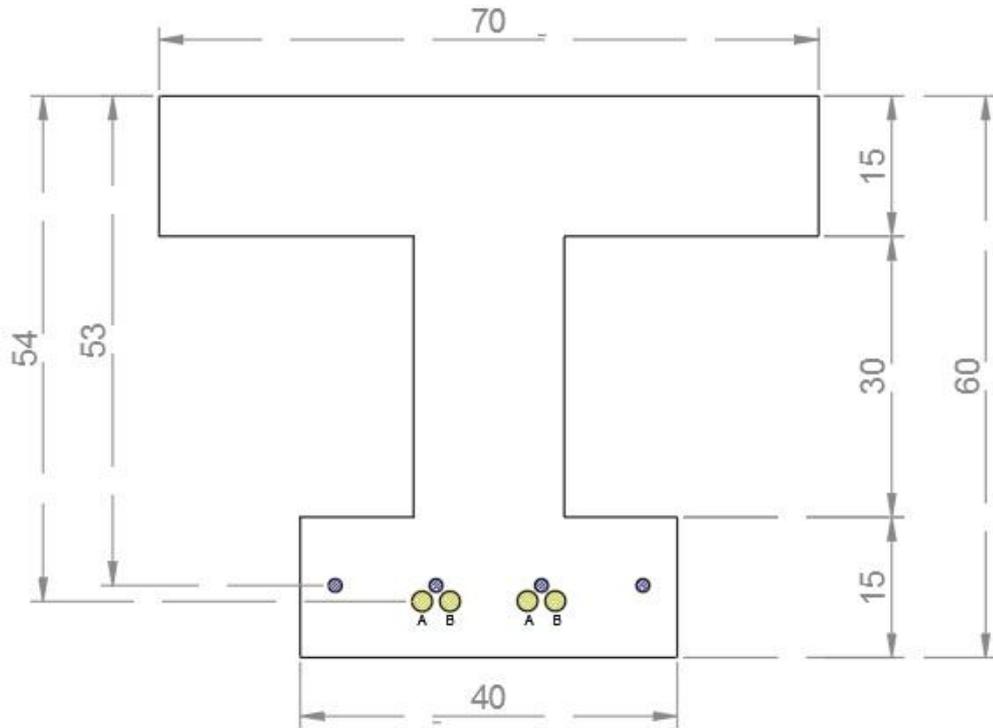


(fonte: Projeto original)

A posição 2 possui 4 barras de diâmetro 6,3 mm e a posição 4 possui 4 barras de diâmetro 12,5 mm, totalizando assim, uma área de armadura positiva de 6,15 cm². As posições A e B referem-se aos cabos de protensão e tem a seguinte especificação: aço Freyssinet, sendo cada

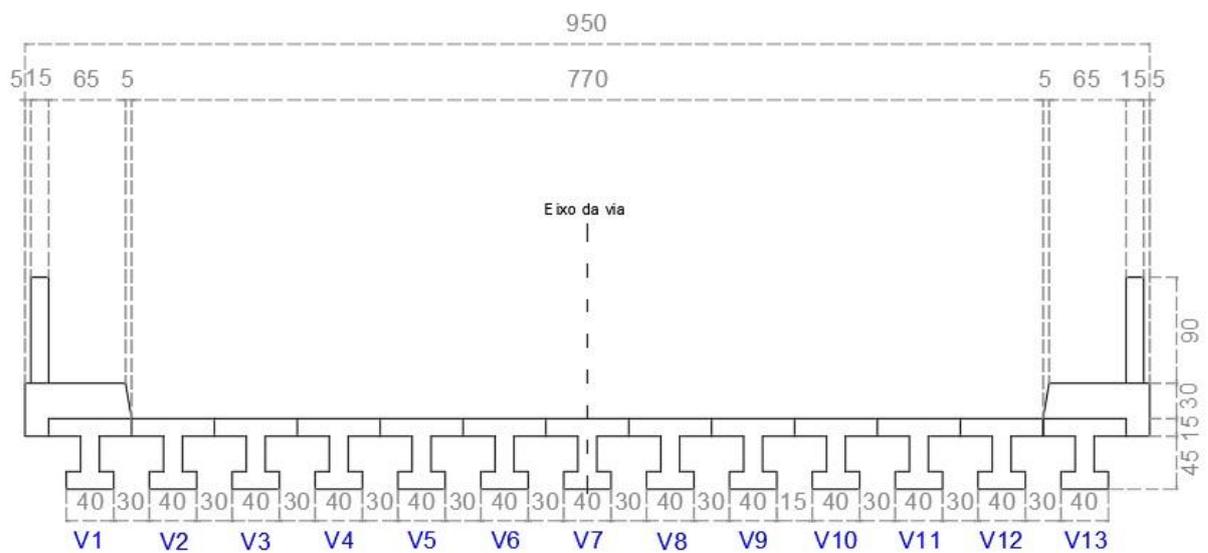
cabo composto por 12 fios de diâmetro 5 mm. De forma simplificada, a seção foi adotada conforme a figura 26.

Figura 26: Seção transversal das longarinas



(fonte: Elaborado pela autora)

Figura 27: Seção transversal do tabuleiro



(fonte: Conforme projeto original)

6.2 ESTADO DE CONSERVAÇÃO DA ESTRUTURA

A seguir são apresentadas algumas notícias veiculadas na mídia, bem como fotografias disponíveis na internet, em que é possível identificar seu estado de conservação. É apresentado também um levantamento fotográfico da inspeção visual realizada em abril de 2018.

6.2.1 Levantamento de notícias veiculadas

Segundo o site Gaúcha ZH, em agosto de 2017, imagens divulgadas em redes sociais, que mostram a estrutura vista em sua face inferior, revelam graves manifestações patológicas como deterioração do concreto e armaduras. Ainda de acordo com a reportagem, há anos são reivindicados, por parte da população, investimentos e melhorias na ponte que está sob responsabilidade do Departamento Autônomo de Estradas e Rodagem (DAER). O texto ainda cita, que segundo a Secretaria de Obras e Viação de Imbé “há pilares sem cobrimento de armaduras.”

Figura 28: Notícia veiculada na mídia sobre o estado de conservação da ponte



Em outra reportagem, do site Litoral na Rede, é informado que em agosto de 2017, a construção foi vistoriada por profissionais das prefeituras das duas cidades, da Petrobrás e do Corpo de Bombeiros. Ainda segundo o site, no mesmo mês, o DAER iniciou a instalação de escoras de madeira na estrutura, e de acordo com o órgão, o trabalho consistiu na ampliação

do escoramento do primeiro vão (junto à cabeceira) no sentido Tramandaí – Imbé, tendo as novas peças diâmetros maiores que as antigas.

Em setembro de 2017 foi noticiado no site Litoral na Rede que, segundo o DAER a ponte, apesar de necessitar manutenções, é segura e que o limite de carga, que na época ainda era de 24 toneladas para ambas faixas, deveria ser respeitado pelos usuários. É informado também, que as vistorias realizadas por uma empresa terceirizada contratada pelo DAER ocorreram no mês de outubro.

Em janeiro de 2018, segundo o site Correio do Imbé, o DAER informou que realizaria alterações no tráfego de veículos sobre a Ponte Giuseppe Garibaldi. De acordo com a reportagem, no sentido Imbé Tramandaí a pista da esquerda será limitada em 24 toneladas, enquanto a da direita passará para 12 toneladas. Já no sentido Tramandaí – Imbé, a faixa de pedestres (junto ao guarda corpo) será ampliada em 1 metro, a faixa da direita (mais próxima ao mar) será limitada em 12 toneladas e a pista da esquerda em 24 toneladas.

Figura 29: Notícia veiculada na mídia sobre a limitação de carga da estrutura



Imbé Tramandaí

DAER fará mudanças no trânsito na Ponte Giuseppe Garibaldi

📅 24 de Janeiro de 2018 👤 Correio do Imbé 💬 0 comentários 🏷️ imbé, ponte, tramandaí

(fonte: <http://correiodoimbe.com.br/daer-fara-mudancas-no-transito-na-ponte-giuseppe-garibaldi/>)

De acordo com o site Litoral na Rede, em matéria publicada em março de 2018, após as modificações implementadas, a Polícia Rodoviária e fiscais do DAER promoveram ações de fiscalização a fim de evitar que veículos com cargas superiores às permitidas cruzassem a ponte. Na ocasião, foi impedida a passagem de uma carreta transportando um caminhão e uma máquina retroescavadeira, o que demonstra o descumprimento dos limites por parte dos usuários.

Ainda em março de 2018 foi publicada, no site do Deputado Estadual Gabriel Souza, uma reportagem acerca de uma reunião entre lideranças políticas das cidades e do DAER. O órgão afirma ter realizado uma vistoria especial para diagnóstico da condição estrutural da ponte, através de uma empresa terceirizada e que após o estudo foi definida a limitação de carga. É informado ainda, que os técnicos apontaram que algumas vigas do oitavo vão da estrutura devem ser substituídas e para tanto será necessária uma licitação para contratação de uma empresa que possa desempenhar o trabalho.

6.2.2 Levantamento fotográfico e manifestações patológicas identificadas

Em abril de 2018 foi realizada uma inspeção visual na ponte Giuseppe Garibaldi. A visita consistiu em fotografar os pontos acessíveis da ponte, uma vez que para analisar toda a estrutura seria necessário o uso de barcos. Foram inspecionados os vãos junto às margens do Rio Tramandaí. Na margem de Imbé, é possível transitar sob a ponte, o que permite uma melhor capacidade de análise da situação. Entretanto, nesse ponto a estrutura não apresenta características graves de deterioração dos materiais.

Já na margem de Tramandaí a estrutura não é acessível em função da profundidade do rio e da margem íngreme, ainda assim foi possível fazer registros precisos que evidenciam a situação precária dos elementos estruturais do tabuleiro. As imagens apresentadas a seguir são, em sua maioria, provenientes da inspeção *in loco*. Algumas fotografias que retratam a situação da ponte em locais inacessíveis foram encontradas na internet.

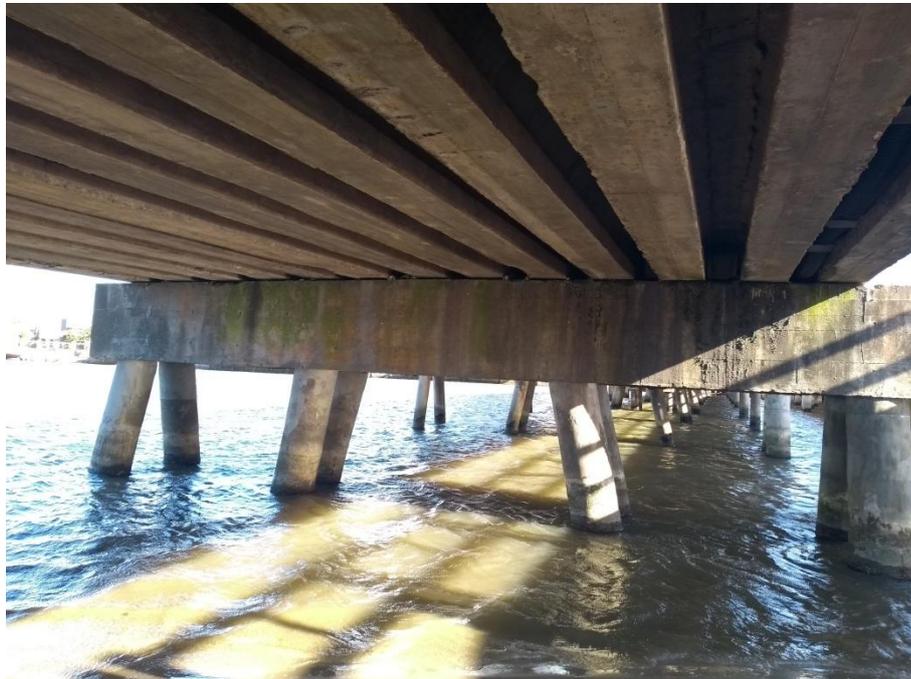
Na figura 30 vê-se a ponte da margem de Imbé, com detalhe para a ampliação do passeio de pedestres. Nas imagens 31 à 33 a estrutura é vista da mesma margem, em sua face inferior. Conforme dito anteriormente, nesse ponto não há graves problemas de deterioração dos materiais, ressalta-se entretanto, que há manifestações patológicas como a mostrada na figura 33, em que uma pequena parcela da armadura longitudinal está exposta.

Figura 30: Ponte no sentido Tramandaí – Imbé, vista da margem de Imbé



(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

Figura 31: Vista inferior da estrutura



(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

Figura 32: Vista inferior da estrutura



(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

Figura 33: Detalhe para a armadura longitudinal exposta



(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

As figuras 34 a 41 mostram o escoramento do primeiro vão da ponte no sentido Imbé – Tramandaí, de quem se posiciona na margem de Tramandaí. O escoramento é composto por

elementos metálicos e de madeira e avança aproximadamente 3 metros no rio, à partir da cabeceira.

Figura 34: Vista do escoramento do primeiro vão, à da direita da margem do rio



(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

Figura 35: Detalhes do escoramento do primeiro vão



(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

Figura 36: Vista do escoramento do primeiro vão



(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

Figura 37: Escoramento visto à esquerda da margem



(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

Figura 38: Vista do escoramento, detalhe para as armaduras expostas



(fonte: <http://www.litoralnarede.com.br/daer-instala-escoras-de-madeira-na-ponte-tramandai-imbe/>)

Figura 39: Vista do escoramento



(fonte: <https://gauchazh.clicrbs.com.br/geral/noticia/2017/08/quem-olha-por-baixo-nao-passa-por-cima-dizem-moradores-sobre-a-ponte-imbe-tramandai-9873639.html>)

Figura 40: Detalhes do escoramento do primeiro vão



(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

Figura 41: Detalhes do escoramento do primeiro vão



(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

A longarina do tabuleiro mais próxima ao mar é mostrada nas figuras 42, 43, 44 e 45. É possível identificar a perda de concreto na região inferior do elemento estrutural, estado

avanzado de corrosão das armaduras passivas e ativas, bem como estribos rompidos na sua rama inferior.

Figura 42: Detalhe para os estribos rompidos



(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

Figura 43: Perda de concreto e corrosão de armaduras em grande extensão da longarina



(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

Figura 44: Armaduras expostas



(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

Figura 45: Desplacamento de concreto



(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

Na figura 46 à 50 observa-se diversas vigas do tabuleiro com perda do cobrimento das armaduras, avançada corrosão nas barras longitudinais e transversais, bem como alguns fios dos cabos de protensão rompidos.

Figura 46: Detalhe para alguns fios dos cabos de proteção rompidos



(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

Figura 47: Armaduras expostas e com elevado grau de corrosão



(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

Figura 48: Armaduras expostas e com alto grau de corrosão



(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

Figura 49: Armaduras expostas



(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

Figura 50: Detalhe para os fios dos cabos de protensão rompidos



(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

Como mostrado nas figuras 51, 52, 53 e 54 as vigas da estrutura apresentam sinais de umidade, perda da seção de concreto e corrosão de armaduras em estado avançado.

Figura 51: Vigas com graves problemas de deterioração



(fonte: <http://www.litoralnarede.com.br/daer-fara-inspecao-na-ponte-entre-tramandai-e-imbe/>)

Figura 52: Armaduras expostas



(fonte: <https://gauchazh.clicrbs.com.br/geral/noticia/2017/08/quem-olha-por-baixo-nao-passa-por-cima-dizem-moradores-sobre-a-ponte-imbe-tramandai-9873639.html>)

Figura 53: Deslocamento de concreto e corrosão de armaduras



(fonte: <http://www.litoralnarede.com.br/daer-fara-inspecao-na-ponte-entre-tramandai-e-imbe/>)

Figura 54: Diminuição da seção das armaduras provocada pela corrosão



(fonte: <https://gauchazh.clicrbs.com.br/geral/noticia/2017/08/fotos-condicao-da-ponte-entre-tramandai-e-imbe-preocupa-moradores-9873662.html>)

Figura 55: Vista da ponte na margem de Tramandaí



(fonte: Arquivo Pessoal, 2018)

7 ANÁLISE DE RESISTÊNCIA RESIDUAL

A fim de verificar a segurança, no Estado Limite Ultimo das longarinas do tabuleiro, foi realizado o levantamento das solicitações atuantes na estrutura, bem como sua resistência residual. Para o cálculo da resistência dos elementos estruturais foram utilizadas diferentes hipóteses quanto à perda das armaduras ativas e passivas, com base no que foi observado *in loco*.

De acordo com a ABNT NBR 6118, para que a estrutura esteja em segurança, os valores de resistência não podem ser menores que as solicitações. Assim, a partir do cálculo dos momentos fletores solicitantes máximos em cada viga, e seu momento resistente para cada hipótese, será analisada a necessidade de reforço ou de substituição das vigas, a fim de devolver ao elemento sua capacidade portante original.

A verificação ao esforço cortante não aparenta ser necessária, uma vez que, ainda que a estrutura apresente estribos rompidos em sua face inferior, essa armadura trabalha com maior importância junto à face lateral das vigas, e nesse ponto não foram identificados danos.

7.1 CÁLCULO DAS SOLICITAÇÕES

Para essa análise, serão considerados apenas os carregamentos verticais da estrutura, uma vez que a verificação será à flexão dos elementos. Assim, a partir da seção transversal do tabuleiro e do modelo estrutural da ponte, pôde-se calcular as ações permanentes e variáveis aplicáveis ao caso.

De acordo com informações coletadas na Prefeitura de Imbé, o oitavo vão, com 10,30 metros de extensão, é o que apresenta pior estado de conservação.

7.1.1 Ações permanentes

A ABNT NBR 7187 define como ações permanentes aquelas “[...] cujas intensidades podem ser consideradas constantes ao longo da vida útil da construção.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 4). Portanto, foram considerados o peso próprio dos elementos estruturais (longarinas, passeios e guarda corpo) e o peso próprio da pavimentação.

Ainda de acordo com a ABNT NBR 7187, para os componentes em concreto armado e protendido deve se considerar o valor mínimo do peso específico do material igual à 25

KN/m³. Já para a pavimentação é indicado o peso específico mínimo do material de 24 KN/m³, prevendo-se uma carga adicional de 2 KN/m² referente à um possível recapeamento.

7.1.2 Ações variáveis

As ações variáveis são aquelas de caráter transitório, e para o presente estudo foram consideradas as sobrecargas nos elementos do passeio de pedestres, guarda corpo, e a carga móvel rodoviária. Para a sobrecarga nos passeios para pedestres das pontes, a ABNT NBR 7188 recomenda que para verificações deve ser adotado o valor de 3KN/m². A norma não indica valores de sobrecarga para o guarda corpo, entretanto, por se tratar de uma estrutura com elevado fluxo de pessoas considerou-se conveniente assumir o valor de 2 KN/m, que é indicado para sacadas de edifícios, de acordo com a NBR 6120.

Para a carga móvel foi adotado o trem tipo TB-240, “[...] que é definido por um veículo tipo de 240 KN com seis rodas, $P = 40$ KN, com três eixos de carga afastados entre si em 1,5 m, com área de ocupação de 18 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída constante $p = 4,0$ KN/m².” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 4).

Para a verificação é necessário que se multiplique as cargas P e p por coeficientes de ponderação, encontrando assim, os carregamentos Q , em KN, e q , em KN/m². Os coeficientes CIV e CNF foram calculados através das fórmulas (3) e (4), respectivamente, já CIA foi tomado igual à 1,25, uma vez que trata-se de uma obra em concreto. Os valores adotados são apresentados na tabela 5.

Tabela 5: Coeficientes de ponderação

CIV	1,353
CNF	1,000
CIA	1,250

(fonte: Elaborado pela autora)

Dessa forma, através das formulas (1) e (2) foram obtidos os valores dos carregamentos Q e q , que são mostrados na tabela 6.

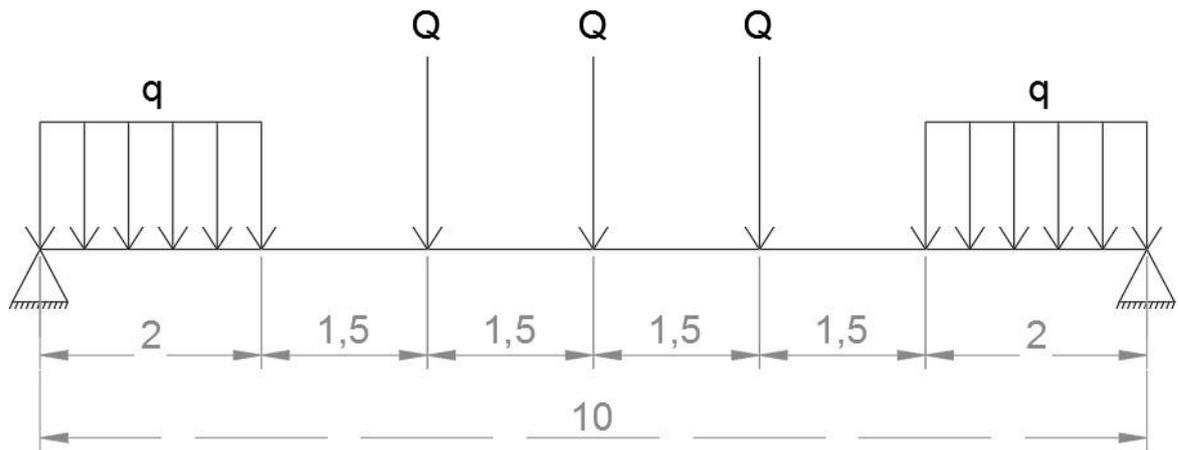
Tabela 6: Carga móvel rodoviária

Carga móvel	q (KN/m ²)	6,767
	Q (KN)	67,667

(fonte: Elaborado pela autora)

A carga móvel é posicionada na situação mais desfavorável, ou seja, aquela que gera os maiores valores de solicitações. Na direção longitudinal do tabuleiro é aplicada de modo que gere o maior valor de momento fletor, a configuração é mostra na figura 56.

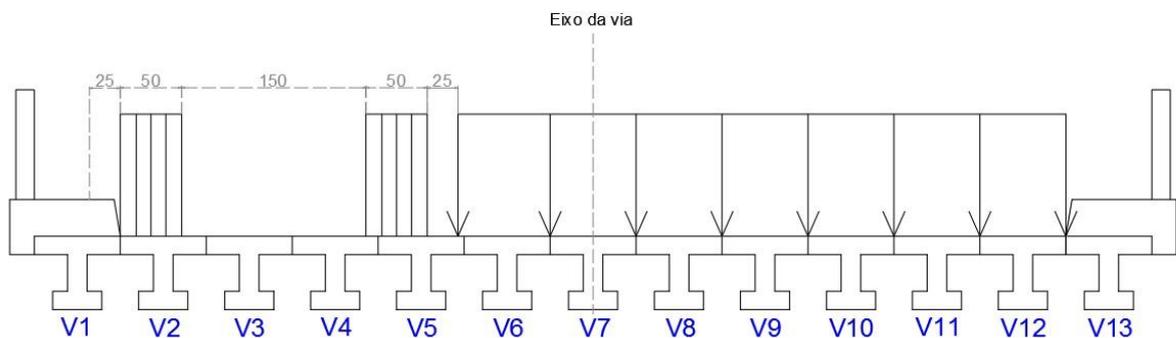
Figura 56: Distribuição da carga móvel na direção longitudinal



(fonte: Elaborado pela autora)

Também na direção transversal do tabuleiro, as rodas do veículo tipo devem ser posicionadas na situação mais desfavorável para as longarinas, que de acordo com a ABNT NBR 7188 (1984) consiste em posicionar a roda do veículo junto ao guarda-rodas, conforme é ilustrado na figura 57.

Figura 57: Posição do veículo tipo na direção transversal

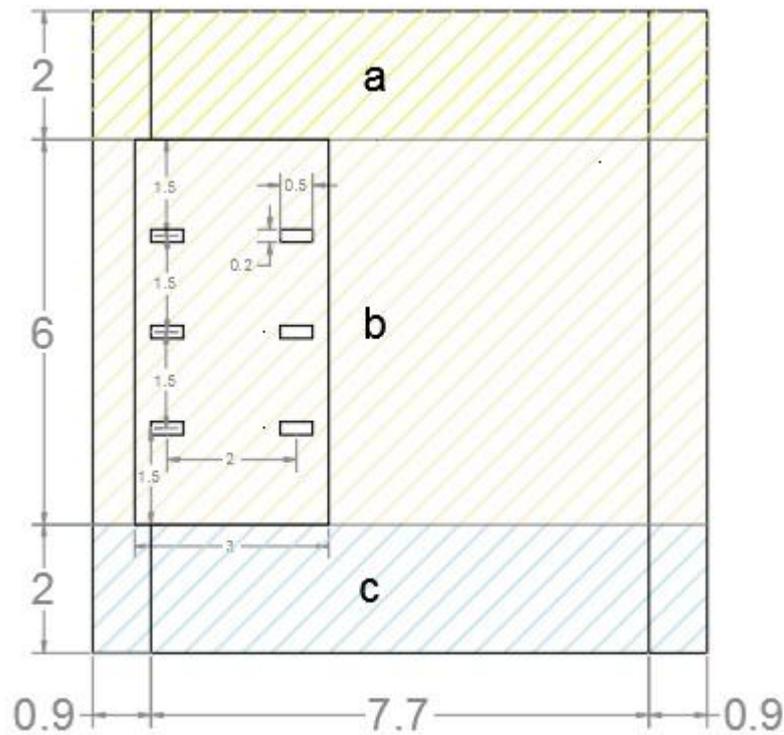


(fonte: Elaborado pela autora)

7.1.3 Distribuições de carga

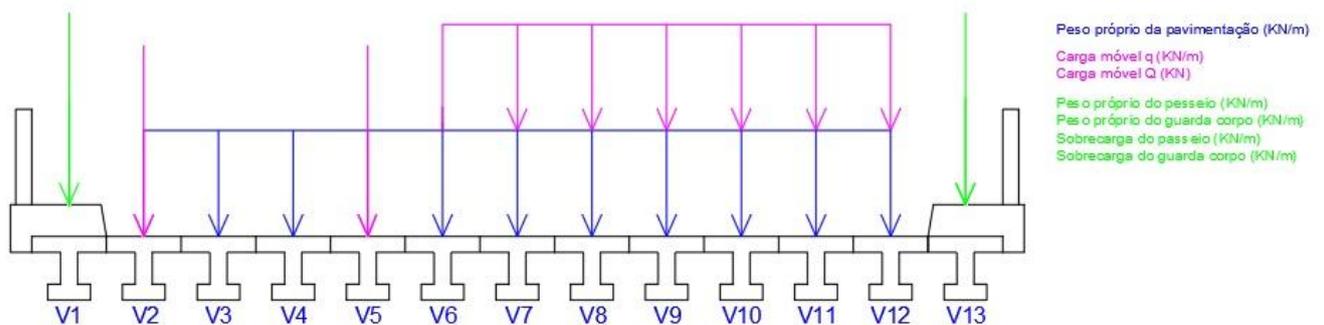
O trem tipo, posicionado na pior situação, juntamente com as demais cargas permanentes e variáveis que atuam na estrutura, é mostrado na vista superior da figura 58. A partir disso, identifica-se três trechos (a, b e c) de carregamento para o tabuleiro da ponte, que são mostrados através dos cortes AA', BB' e CC', representados nas figuras 59 e 60.

Figura 58: Vista superior do posicionamento do trem tipo



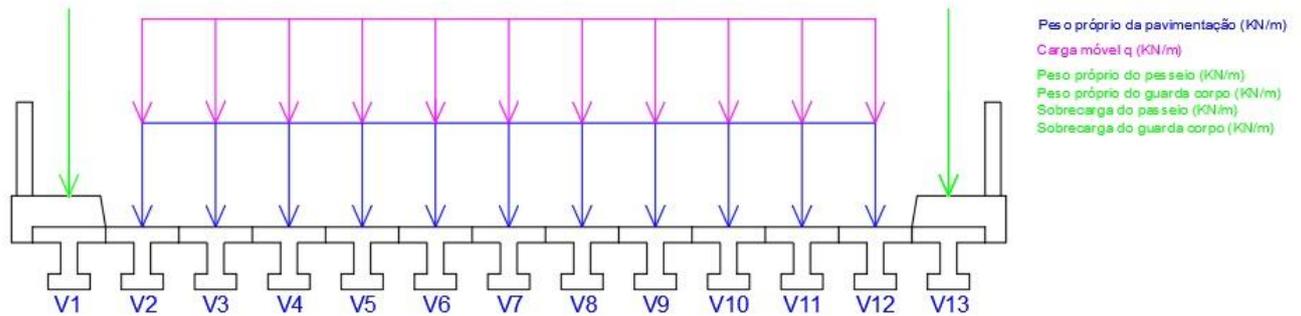
(fonte: Elaborado pela autora)

Figura 59: Corte BB'



(fonte: Elaborado pela autora)

Figura 60: Corte AA' e CC'



(fonte: Elaborado pela autora)

Na situação demonstrada no corte BB', que representa o trecho b, atuam sobre o tabuleiro as cargas permanentes de peso próprio das longarinas, da pavimentação, dos passeios e guarda corpos, além das cargas variáveis devido ao trem tipo, nesse caso composta pelas cargas pontuais dos pneus e parte da carga distribuída que o circunda, e sobrecargas nos passeios e guarda corpos geradas pelo fluxo de pedestres.

Assim, assume-se que os carregamentos de peso próprio do passeio e guarda corpo esquerdo, bem como suas sobrecargas, são aplicadas no eixo da viga 1. Da mesma forma, as cargas de peso próprio do passeio, guarda corpo direitos, e suas sobrecargas, são aplicados no eixo da viga 13. Já o peso próprio da pavimentação é aplicado nos eixos das vigas 2 à 12. As rodas do veículo tipo ficam posicionadas nos eixos das vigas 2 e 5, e a carga distribuída em sua volta é aplicada nos eixos das vigas 6 à 12.

Já nos cortes AA' e CC', que representam os trechos a e c, respectivamente, as ações de peso próprio da pavimentação, passeio e guarda corpo, bem como a sobrecarga de guarda corpo são aplicadas da mesma forma que em BB'. Nessa situação, entretanto, não há rodas do veículo tipo, portanto a carga distribuída q é aplicada nos eixos das vigas 2 à 12.

Outra mudança é observada na sobrecarga dos passeios, enquanto em BB' a sobrecarga do passeio esquerdo atua em uma largura menor (0,4 m) devido à roda do veículo tipo estar junto ao elemento, implicando, de acordo com a NBR 7188, em um espaçamento de 0,25 m entre a mesma e as demais ações, em AA' e CC' esse carregamento ocupa a totalidade do passeio, ou seja, 0,65 m.

Os valores dos carregamentos permanentes e variáveis, por longarina, para cada caso são mostrados nas tabelas 7, 8, 9, 10 e 11. As ações de peso próprio são calculadas considerando-

se a área de cada elemento (vigas, passeios e guarda corpos), sendo a pavimentação considerada com espessura de 0,10 m.

Tabela 7: Ações permanentes

	Área da seção	Peso específico material	q (KN/m)
Peso próprio das longarinas	0,213	25,000	5,325
Peso próprio da pavimentação	0,070	24,000	3,080
Peso próprio do passeio esquerdo	0,293	25,000	7,313
Peso próprio do guarda corpo esquerdo	0,135	25,000	3,375
Peso próprio do passeio direito	0,293	25,000	7,313
Peso próprio do guarda corpo direito	0,135	25,000	3,375

(fonte: Elaborado pela autora)

Tabela 8: Ações variáveis nos passeios

	Trecho	Carga (KN/m ²)	Largura de aplicação da carga (m)	q (KN/m)
Sobrecarga do passeio esquerdo	b	3,000	0,40	1,200
	a e c	3,000	0,65	1,950
Sobrecarga do passeio direito	b	3,000	0,65	1,950
	a e c	3,000	0,65	1,950

(fonte: Elaborado pela autora)

Tabela 9: Ações variáveis nos guarda corpos

	q (KN/m)
Sobrecarga do guarda corpo esquerdo	2,000
Sobrecarga do guarda corpo direito	2,000

(fonte: Elaborado pela autora)

Tabela 10: Ações variáveis devido à carga móvel

Carga móvel	Carga (KN/m ²)	Largura do elemento estrutural (m)	q (KN/m)
q	6,767	0,700	4,737

(fonte: Elaborado pela autora)

Tabela 11: Ações variáveis devido à carga móvel

Carga móvel	(KN)
Q	67,667

(fonte: Elaborado pela autora)

Entretanto, não é conveniente assumir que apenas as vigas em que as cargas estão aplicadas recebam os esforços solicitantes, dado que as mesmas são solidarizadas. Em vista disso, utilizou-se o método simplificado de Engesser - Courbon para distribuir todos os

carregamentos da estrutura, exceto o peso próprio das longarinas – uma vez que atua igualmente em cada uma delas. A parcela de carga em cada viga é dada pela fórmula 6:

$$R_{i,j} = \frac{1}{n} + \frac{ex_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

$R_{i,j}$ = parcela de carga na posição j da longarina i;

n = número de longarinas;

e = excentricidade da carga em relação ao centro de gravidade da seção transversal do tabuleiro;

x_i = distância da longarina i em relação ao centro de gravidade da seção transversal do tabuleiro.

A Ponte Giuseppe Garibaldi é composta por 13 longarinas, portanto $n = 13$. As distâncias das vigas em relação ao centro de gravidade do tabuleiro são apresentadas na tabela 12.

Tabela 12: Distâncias das longarinas em relação ao centro de gravidade do tabuleiro

	(m)
x_1	4,2
x_2	3,5
x_3	2,8
x_4	2,1
x_5	1,4
x_6	0,7
x_7	0
x_8	-0,7
x_9	-1,4
x_{10}	-2,1
x_{11}	-2,8
x_{12}	-3,5
x_{13}	-4,2

(fonte: Elaborado pela autora)

Através da fórmula 6 foram calculadas, de acordo com o posicionamento de cada carga, as parcelas que ela transfere as demais, que são apresentadas na tabela 13. Esses coeficientes

encontrados pelo método de Engesser – Courbon, multiplicados pelo valor, em KN/m ou KN, do carregamento a ser distribuído, resultam nas parcelas que cada longarina recebe.

Nas situações em que a parcela é negativa, ou seja, gera alívio de carga, os valores foram tomados iguais a zero, uma vez que essa abordagem pode ser considerada favorável a segurança.

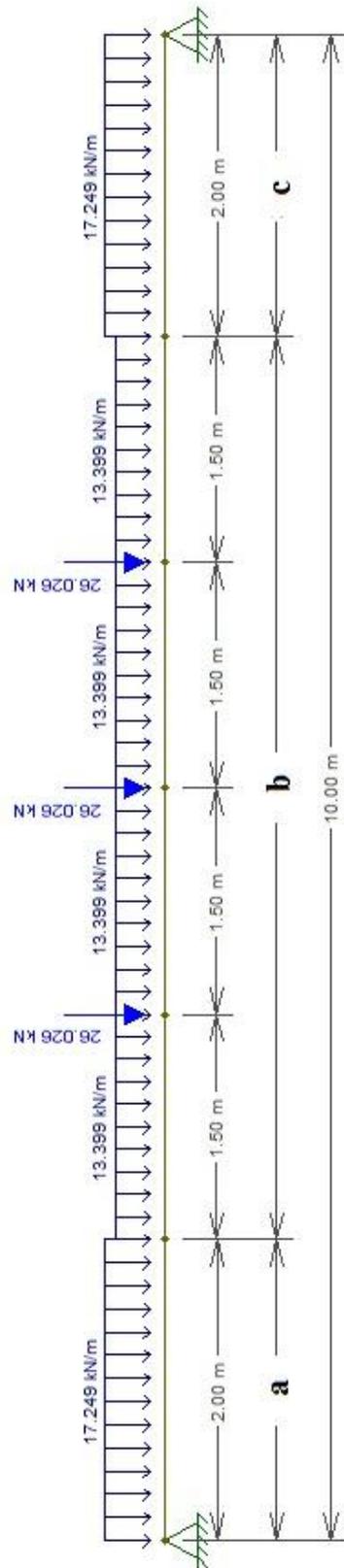
Tabela 13: Parcelas de cargas em cada viga, devido ao posicionamento da carga

Viga em que a carga está aplicada	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Parcela de carga R1	0,275	0,242	0,209	0,176	0,143	0,110	0,077	0,044	0,011	-0,022	-0,055	-0,088	-0,121
R2	0,242	0,214	0,187	0,159	0,132	0,104	0,077	0,049	0,022	-0,005	-0,033	-0,060	-0,088
R3	0,209	0,187	0,165	0,143	0,121	0,099	0,077	0,055	0,033	0,011	-0,011	-0,033	-0,055
R4	0,176	0,159	0,143	0,126	0,110	0,093	0,077	0,060	0,044	0,027	0,011	-0,005	-0,022
R5	0,143	0,132	0,121	0,110	0,099	0,088	0,077	0,066	0,055	0,044	0,033	0,022	0,011
R6	0,110	0,104	0,099	0,093	0,088	0,082	0,077	0,071	0,066	0,060	0,055	0,049	0,044
R7	0,077	0,077	0,077	0,077	0,077	0,077	0,077	0,077	0,077	0,077	0,077	0,077	0,077
R8	0,044	0,049	0,055	0,060	0,066	0,071	0,077	0,082	0,088	0,093	0,099	0,104	0,110
R9	0,011	0,022	0,033	0,044	0,055	0,066	0,077	0,088	0,099	0,110	0,121	0,132	0,143
R10	-0,022	-0,005	0,011	0,027	0,044	0,060	0,077	0,093	0,110	0,126	0,143	0,159	0,176
R11	-0,055	-0,033	-0,011	0,011	0,033	0,055	0,077	0,099	0,121	0,143	0,165	0,187	0,209
R12	-0,088	-0,060	-0,033	-0,005	0,022	0,049	0,077	0,104	0,132	0,159	0,187	0,214	0,242
R13	-0,121	-0,088	-0,055	-0,022	0,011	0,044	0,077	0,110	0,143	0,176	0,209	0,242	0,275

(fonte: Elaborado pela autora)

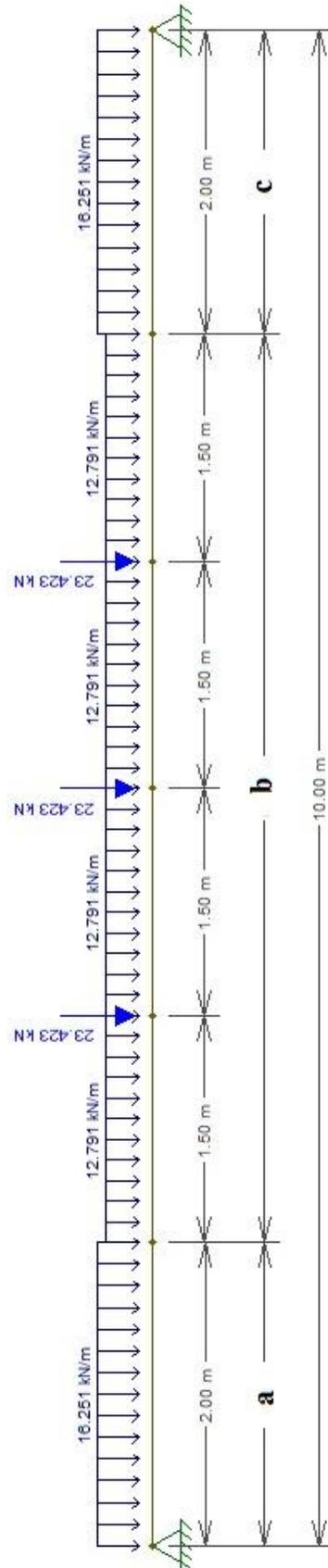
Os coeficientes da tabela 13 foram utilizados para encontrar o carregamento de cada longarina, devido às ações permanentes e variáveis. Para cada ação em cada posicionamento possível ao longo do tabuleiro, de acordo com os trechos a, b e c definidos, foi gerada uma parcela de carga para cada viga. Somando os valores das ações atuantes em cada elemento obteve-se o carregamento total para cada uma das longarinas, que será mostrado nas imagens 61 a 73.

Figura 61: Carregamento em V1



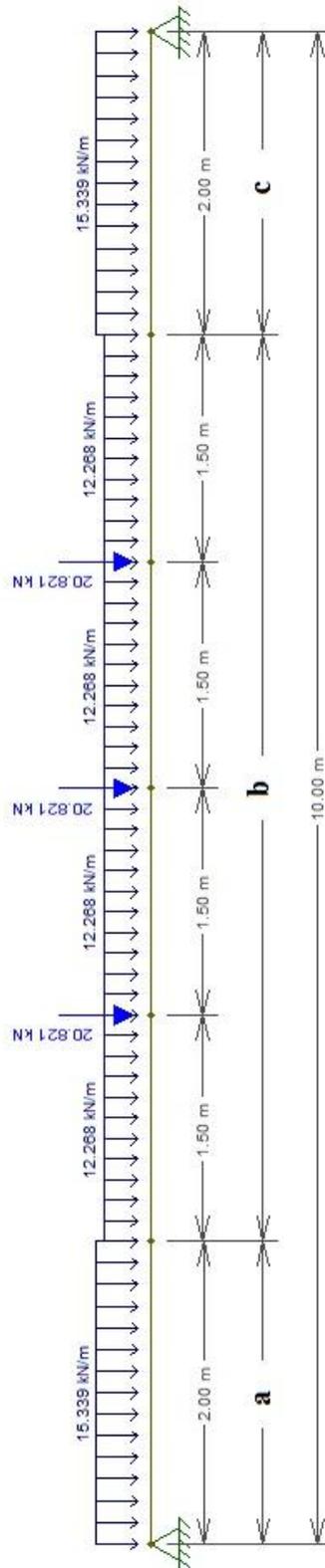
(fonte: Elaborado pela autora)

Figura 62: Carregamento em V2



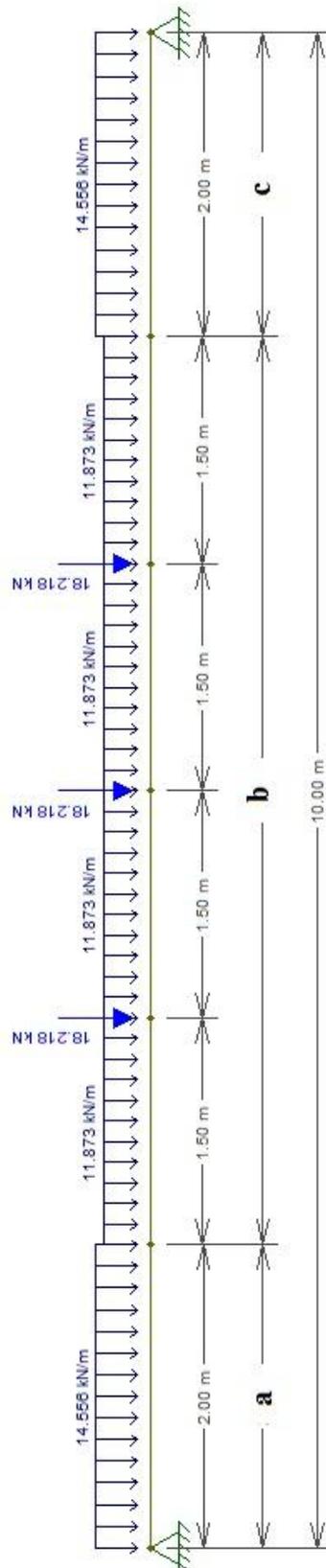
(fonte: Elaborado pela autora)

Figura 63: Carregamento em V3



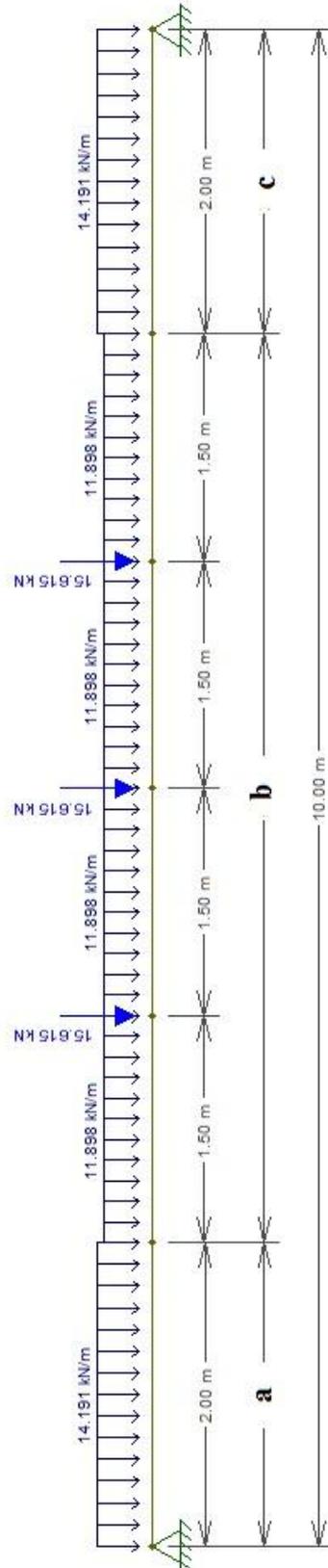
(fonte: Elaborada pela autora)

Figura 64: Carregamento em V4



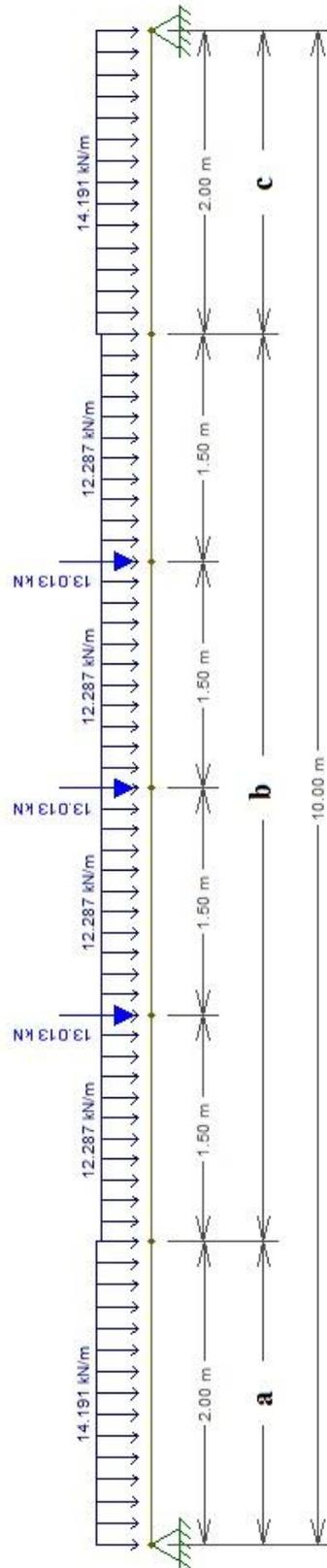
(fonte: Elaborado pela autora)

Figura 65: Carregamento em V5



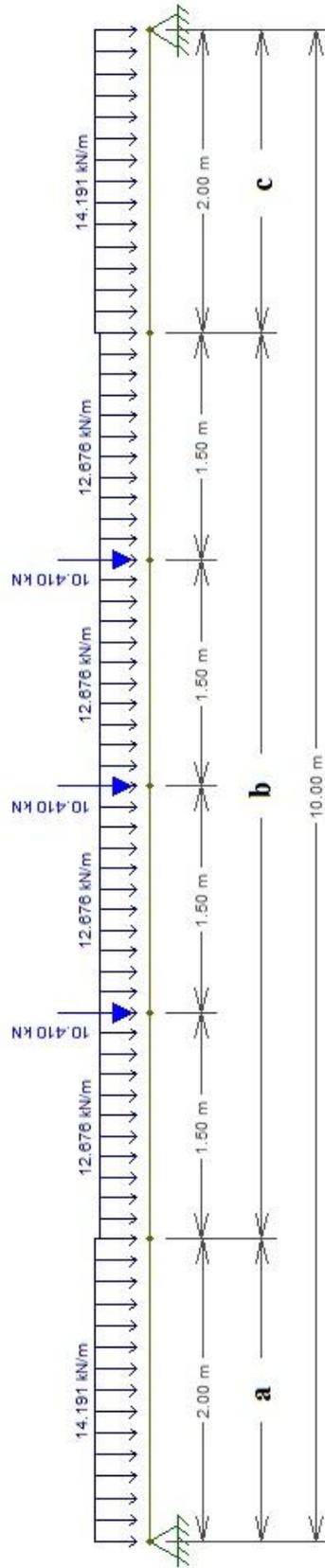
(fonte: Elaborada pela autora)

Figura 66: Carregamento em V6



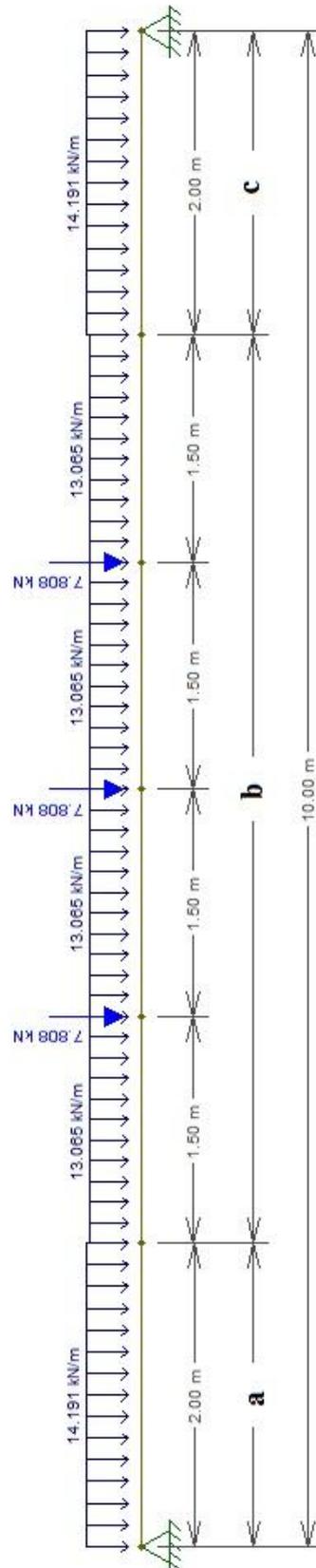
(fonte: Elaborado pela autora)

Figura 67: Carregamento em V7



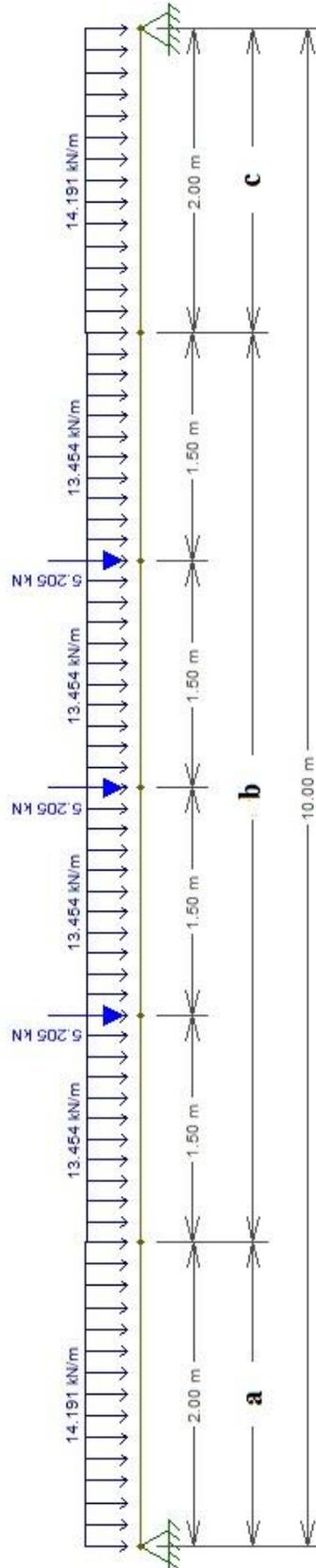
(fonte: Elaborado pela autora)

Figura 68: Carregamento em V8



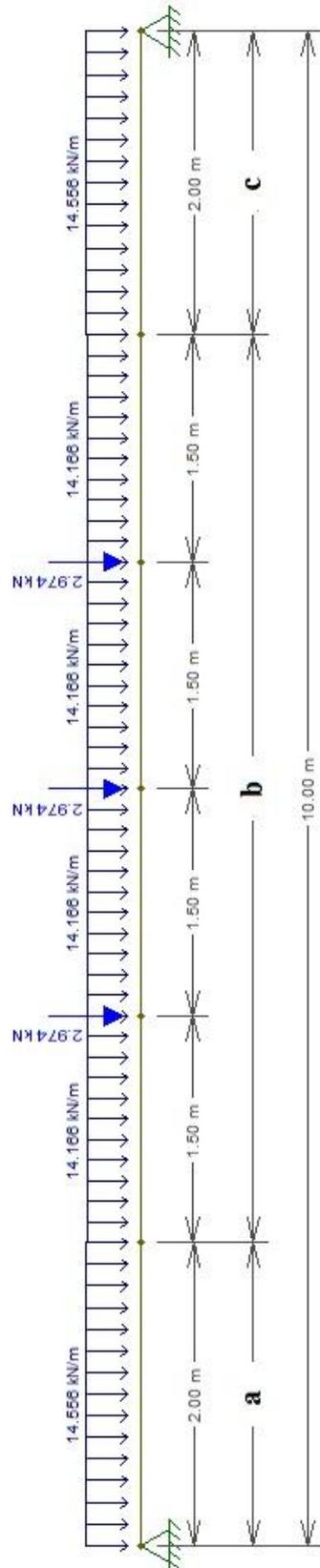
(fonte: Elaborado pela autora)

Figura 69: Carregamento em V9



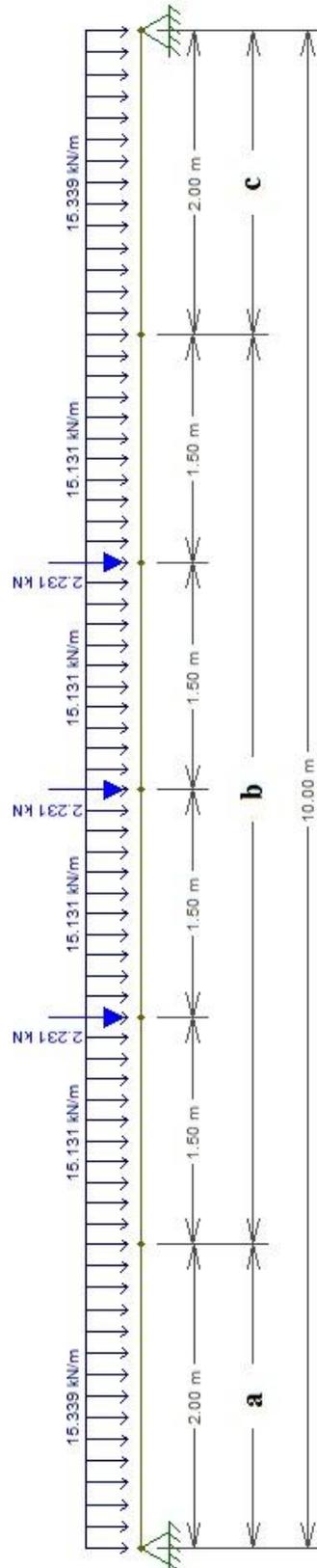
(fonte: Elaborado pela autora)

Figura 70: Carregamento em V10



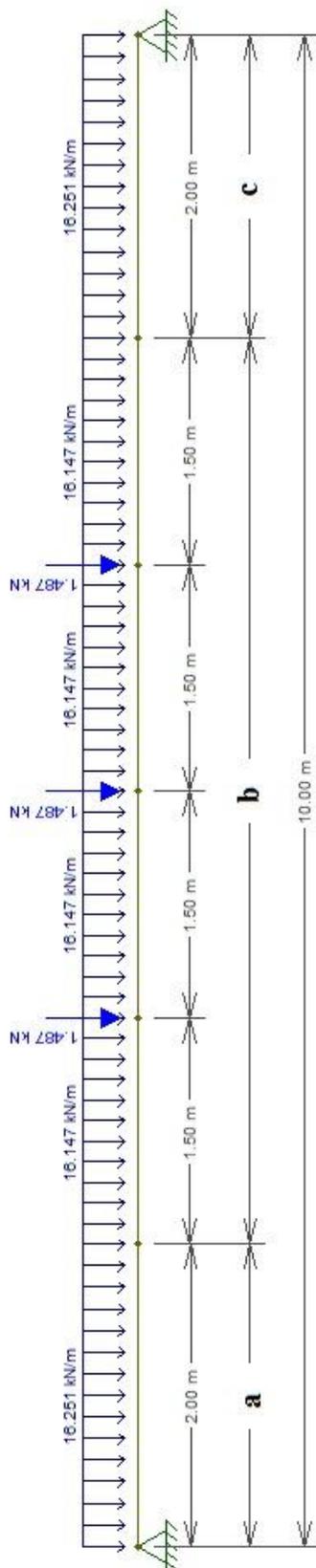
(fonte: Elaborado pela autora)

Figura 71: Carregamento em V11



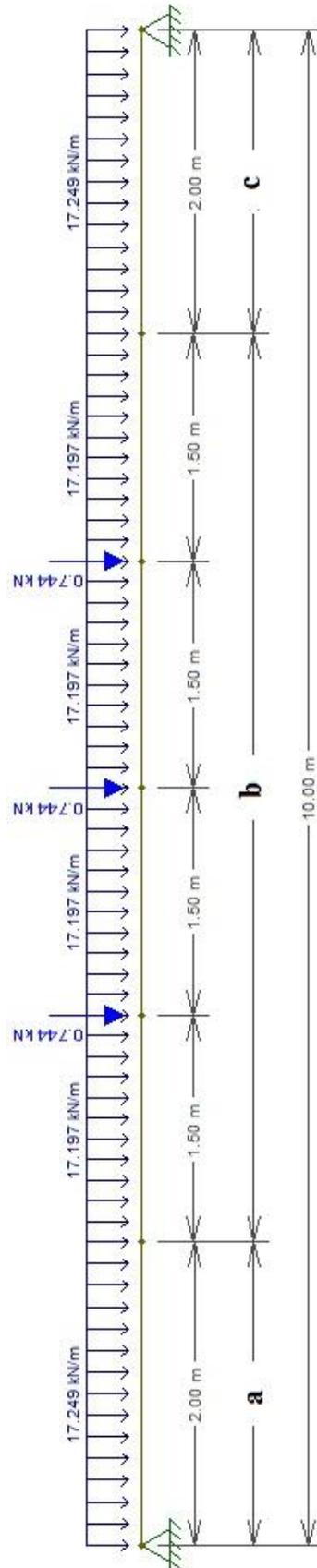
(fonte: Elaborado pela autora)

Figura 72: Carregamento em V12



(fonte: Elaborado pela autora)

Figura 73: Carregamento em V13



(fonte: Elaborado pela autora)

Segundo Stucchi (2006), conforme citado por Santos (2015, p.33) para a utilização do método, deve ser respeitada a condição de a largura do tabuleiro da ponte ser menor que a metade do vão. No presente caso essa condição não é observada, por isso, para que se obtenha resultados mais precisos, seria necessária a análise através do Método dos Elementos Finitos, o que não foi encarado no presente trabalho.

7.1.4 Combinações últimas normais

A ABNT NBR 6118 define que a verificação da segurança da estrutura em seu estado limite último deve ser realizada em função de combinações últimas. De acordo com a NBR 8681 “admite-se que o carregamento normal possa ter duração igual ao período de referência da estrutura, e sempre deve ser considerado na verificação da segurança [...]”.

“Em cada combinação devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação.” (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 66). Para a análise do esgotamento da capacidade resistente de elementos estruturais de concreto protendido a ABNT NBR 6118 fornece a fórmula 7 para as combinações últimas normais.

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (\text{fórmula 7})$$

Onde:

F_d = é o valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} = representa as ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$ = representa as ações indiretas permanentes como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e variáveis como a temperatura $F_{\varepsilon qk}$;

F_{qk} = representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;

γ_g = é o coeficiente de ponderação das ações permanentes diretas;

γ_q = é o coeficiente de ponderação das ações variáveis diretas;

$\gamma_{\varepsilon g}$ = é o coeficiente de ponderação das ações permanentes indiretas;

$\gamma_{\varepsilon q}$ = é o coeficiente de ponderação das ações variáveis indiretas;

ψ_{0j} = é o fator de combinação;

Os valores de coeficientes de ponderação e fator de redução adotados para o presente caso são mostrados nas tabelas 14, 15 e 16.

Tabela 14: Coeficientes de ponderação para ações permanentes

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,40	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,50	1,0
Especial ou de construção	Peso próprio de estruturas metálicas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,20	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,30	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,40	1,0
Excepcional	Peso próprio de estruturas metálicas	1,10	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados ¹⁾	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,20	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos ²⁾	1,30	1,0

¹⁾ Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.
²⁾ Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos.

(fonte: NBR 8681, 2003, p. 9)

Tabela 15: Coeficientes de ponderação para ações variáveis

Combinação	Tipo de ação	Coeficiente de ponderação
Normal	Ações truncadas ¹⁾	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especial ou de construção	Ações truncadas ¹⁾	1,1
	Efeito de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
Excepcional	Ações variáveis em geral	1,0

¹⁾ Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado na tabela 4 se aplica a esse valor limite.

(fonte: NBR 8681, 2003, p. 10)

Tabela 16: Fatores de combinação e redução

Ações	ψ_0	ψ_1	ψ_2 ^{3), 4)}
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹⁾	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5

¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito.
²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.
³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.
⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.

(fonte: NBR 8681, 2003, p. 11)

O fator de combinação ψ_{0j} assume o valor de 0,7 para a carga móvel, entretanto para as sobrecargas do passeio de pedestres e do guarda corpo optou-se por adotar o valor de 0,8, uma vez que em função de atividades como a pesca, a concentração de pessoas no local pode ser elevada.

A partir das ações atuantes em cada viga e dos coeficientes e fatores escolhidos, calculou-se o momento fletor máximo solicitante (M_{sd}) à partir das combinações de ações no estado limite último. Os valores encontrados para cada uma das longarinas são apresentados nas tabelas 17 à 29.

Tabela 17: Momento fletor solicitante máximo na viga 1

				Msd (KNm)
Viga 1		Unidade	Mf max (KNm)	Combinação 1 465,059
Peso próprio	5,325	KN/m	66,563	
Peso próprio da pavimentação	3,114	KN/m	38,923	
Peso próprio do passeio esquerdo	2,009	KN/m	25,113	
Peso próprio do guarda corpo esquerdo	0,927	KN/m	11,590	
Peso próprio do passeio direito	0,000	KN/m	0,000	
Peso próprio do guarda corpo direito	0,000	KN/m	0,000	
Sobrecarga do passeio esquerdo	b	0,330	KN/m	
	a e c	0,536	KN/m	
Sobrecarga do guarda corpo esquerdo	0,549	KN/m	6,868	
Sobrecarga do passeio direito	0,000	KN/m	0,000	
Sobrecarga do guarda corpo direito	0,000	KN/m	0,000	
Carga móvel	b	1,145	KN/m	
	a e c	4,789	KN/m	
	26,026		KN	177,688

(fonte: Elaborado pela autora)

Tabela 18: Momento fletor solicitante máximo na viga 2

				Msd (KNm)	
Viga 2			Unidade	Mf max (KNm)	Combinação 1
Peso próprio	5,325		KN/m	66,563	430,756
Peso próprio da pavimentação	2,911		KN/m	36,385	
Peso próprio do passeio esquerdo	1,768		KN/m	22,100	
Peso próprio do guarda corpo esquerdo	0,816		KN/m	10,199	
Peso próprio do passeio direito	0,000		KN/m	0,000	
Peso próprio do guarda corpo direito	0,000		KN/m	0,000	
Sobrecarga do passeio esquerdo	b	0,290	KN/m	3,980	
	a e c	0,471	KN/m		
Sobrecarga do guarda corpo esquerdo	0,484		KN/m	6,044	
Sobrecarga do passeio direito	0,000		KN/m	0,000	
Sobrecarga do guarda corpo direito	0,000		KN/m	0,000	
Carga móvel	b	1,197	KN/m	161,938	
	a e c	4,477	KN/m		
	23,423		KN		

(fonte: Elaborado pela autora)

Tabela 19: Momento fletor solicitante máximo na viga 3

				Msd (KNm)	
Viga 3			Unidade	Mf max (KNm)	Combinação 1
Peso próprio	5,325		KN/m	66,563	398,101
Peso próprio da pavimentação	2,742		KN/m	34,269	
Peso próprio do passeio esquerdo	1,527		KN/m	19,086	
Peso próprio do guarda corpo esquerdo	0,705		KN/m	8,808	
Peso próprio do passeio direito	0,000		KN/m	0,000	
Peso próprio do guarda corpo direito	0,000		KN/m	0,000	
Sobrecarga do passeio esquerdo	b	0,251	KN/m	3,444	
	a e c	0,407	KN/m		
Sobrecarga do guarda corpo esquerdo	0,418		KN/m	5,220	
Sobrecarga do passeio direito	0,000		KN/m	0,000	
Sobrecarga do guarda corpo direito	0,000		KN/m	0,000	
Carga móvel	b	1,301	KN/m	146,907	
	a e c	4,216	KN/m		
	20,821		KN		

(fonte: Elaborado pela autora)

Tabela 20: Momento fletor solicitante máximo na viga 4

				Msd (KNm)	
Viga 4		Unidade	Mf max (KNm)	Combinação 1	
Peso próprio	5,325	KN/m	66,563	367,730	
Peso próprio da pavimentação	2,623	KN/m	32,788		
Peso próprio do passeio esquerdo	1,286	KN/m	16,073		
Peso próprio do guarda corpo esquerdo	0,593	KN/m	7,418		
Peso próprio do passeio direito	0,000	KN/m	0,000		
Peso próprio do guarda corpo direito	0,000	KN/m	0,000		
Sobrecarga do passeio esquerdo	b	0,211	KN/m		2,897
	a e c	0,343	KN/m		
Sobrecarga do guarda corpo esquerdo	0,352	KN/m	4,396		
Sobrecarga do passeio direito	0,000	KN/m	0,000		
Sobrecarga do guarda corpo direito	0,000	KN/m	0,000		
Carga móvel	b	1,484	KN/m		132,857
	a e c	4,034	KN/m		
		18,218	KN		

(fonte: Elaborado pela autora)

Tabela 21: Momento fletor solicitante máximo na viga 5

				Msd (KNm)	
Viga 5		Unidade	Mf max (KNm)	Combinação 1	
Peso próprio	5,325	KN/m	66,563	344,473	
Peso próprio da pavimentação	2,606	KN/m	32,577		
Peso próprio do passeio esquerdo	1,045	KN/m	13,059		
Peso próprio do guarda corpo esquerdo	0,482	KN/m	6,027		
Peso próprio do passeio direito	0,080	KN/m	1,005		
Peso próprio do guarda corpo direito	0,037	KN/m	0,464		
Sobrecarga do passeio esquerdo	b	0,171	KN/m		2,349
	a e c	0,279	KN/m		
Sobrecarga do guarda corpo esquerdo	0,286	KN/m	3,571		
Sobrecarga do passeio direito	0,021	KN/m	0,268		
Sobrecarga do guarda corpo direito	0,022	KN/m	0,275		
Carga móvel	b	1,822	KN/m		120,744
	a e c	4,008	KN/m		
		15,615	KN		

(fonte: Elaborado pela autora)

Tabela 22: Momento fletor solicitante máximo na viga 6

				Msd (KNm)	
Viga 6			Unidade	Mf max (KNm)	Combinação 1
Peso próprio	5,325		KN/m	66,563	327,120
Peso próprio da pavimentação	2,606		KN/m	32,577	
Peso próprio do passeio esquerdo	0,804		KN/m	10,045	
Peso próprio do guarda corpo esquerdo	0,371		KN/m	4,636	
Peso próprio do passeio direito	0,321		KN/m	4,018	
Peso próprio do guarda corpo direito	0,148		KN/m	1,854	
Sobrecarga do passeio esquerdo	b	0,132	KN/m	1,811	
	a e c	0,214	KN/m		
Sobrecarga do guarda corpo esquerdo	0,220		KN/m	2,747	
Sobrecarga do passeio direito	0,086		KN/m	1,071	
Sobrecarga do guarda corpo direito	0,088		KN/m	1,099	
Carga móvel	b	2,186	KN/m	108,963	
	a e c	4,008	KN/m		
	13,013		KN		

(fonte: Elaborado pela autora)

Tabela 23: Momento fletor solicitante máximo na viga 7

				Msd (KNm)	
Viga 7			Unidade	Mf max (KNm)	Combinação 1
Peso próprio	5,325		KN/m	66,563	309,761
Peso próprio da pavimentação	2,606		KN/m	32,577	
Peso próprio do passeio esquerdo	0,563		KN/m	7,032	
Peso próprio do guarda corpo esquerdo	0,260		KN/m	3,245	
Peso próprio do passeio direito	0,563		KN/m	7,032	
Peso próprio do guarda corpo direito	0,260		KN/m	3,245	
Sobrecarga do passeio esquerdo	b	0,092	KN/m	1,264	
	a e c	0,150	KN/m		
Sobrecarga do guarda corpo esquerdo	0,154		KN/m	1,923	
Sobrecarga do passeio direito	0,150		KN/m	1,875	
Sobrecarga do guarda corpo direito	0,154		KN/m	1,923	
Carga móvel	b	2,551	KN/m	97,185	
	a e c	4,008	KN/m		
	10,410		KN		

(fonte: Elaborado pela autora)

Tabela 24: Momento fletor solicitante máximo na viga 8

				Msd (KNm)	
Viga 8			Unidade	Mf max (KNm)	Combinação 1
Peso próprio	5,325		KN/m	66,563	292,409
Peso próprio da pavimentação	2,606		KN/m	32,577	
Peso próprio do passeio esquerdo	0,321		KN/m	4,018	
Peso próprio do guarda corpo esquerdo	0,148		KN/m	1,854	
Peso próprio do passeio direito	0,804		KN/m	10,045	
Peso próprio do guarda corpo direito	0,371		KN/m	4,636	
Sobrecarga do passeio esquerdo	b	0,053	KN/m	0,727	
	a e c	0,086	KN/m		
Sobrecarga do guarda corpo esquerdo	0,088		KN/m	1,099	
Sobrecarga do passeio direito	0,214		KN/m	2,679	
Sobrecarga do guarda corpo direito	0,220		KN/m	2,747	
Carga móvel	b	2,915	KN/m	85,404	
	a e c	4,008	KN/m		
	7,808		KN		

(fonte: Elaborado pela autora)

Tabela 25: Momento fletor solicitante máximo na viga 9

				Msd (KNm)	
Viga 9			Unidade	Mf max (KNm)	Combinação 1
Peso próprio	5,325		KN/m	66,563	275,033
Peso próprio da pavimentação	2,606		KN/m	32,577	
Peso próprio do passeio esquerdo	0,080		KN/m	1,005	
Peso próprio do guarda corpo esquerdo	0,037		KN/m	0,464	
Peso próprio do passeio direito	1,045		KN/m	13,059	
Peso próprio do guarda corpo direito	0,482		KN/m	6,027	
Sobrecarga do passeio esquerdo	b	0,013	KN/m	0,178	
	a e c	0,021	KN/m		
Sobrecarga do guarda corpo esquerdo	0,022		KN/m	0,275	
Sobrecarga do passeio direito	0,279		KN/m	3,482	
Sobrecarga do guarda corpo direito	0,286		KN/m	3,571	
Carga móvel	b	3,279	KN/m	73,616	
	a e c	4,008	KN/m		
	5,205		KN		

(fonte: Elaborado pela autora)

Tabela 26: Momento fletor solicitante máximo na viga 10

				Msd (KNm)
Viga 10		Unidade	Mf max (KNm)	Combinação 1
Peso próprio	5,325	KN/m	66,563	266,294
Peso próprio da pavimentação	2,623	KN/m	32,788	
Peso próprio do passeio esquerdo	0,000	KN/m	0,000	
Peso próprio do guarda corpo esquerdo	0,000	KN/m	0,000	
Peso próprio do passeio direito	1,286	KN/m	16,073	
Peso próprio do guarda corpo direito	0,593	KN/m	7,418	
Sobrecarga do passeio esquerdo	0,000	KN/m	0,000	
Sobrecarga do guarda corpo esquerdo	0,000	KN/m	0,000	
Sobrecarga do passeio direito	0,343	KN/m	4,286	
Sobrecarga do guarda corpo direito	0,352	KN/m	4,396	
Carga móvel	b	3,644	KN/m	64,122
	a e c	4,034	KN/m	
		2,974	KN	

(fonte: Elaborado pela autora)

Tabela 27: Momento fletor solicitante máximo na viga 11

				Msd (KNm)
Viga 11		Unidade	Mf max (KNm)	Combinação 1
Peso próprio	5,325	KN/m	66,563	275,491
Peso próprio da pavimentação	2,742	KN/m	34,269	
Peso próprio do passeio esquerdo	0,000	KN/m	0,000	
Peso próprio do guarda corpo esquerdo	0,000	KN/m	0,000	
Peso próprio do passeio direito	1,527	KN/m	19,086	
Peso próprio do guarda corpo direito	0,705	KN/m	8,808	
Sobrecarga do passeio esquerdo	0,000	KN/m	0,000	
Sobrecarga do guarda corpo esquerdo	0,000	KN/m	0,000	
Sobrecarga do passeio direito	0,407	KN/m	5,089	
Sobrecarga do guarda corpo direito	0,418	KN/m	5,220	
Carga móvel	b	4,008	KN/m	63,851
	a e c	4,216	KN/m	
		2,231	KN	

(fonte: Elaborado pela autora)

Tabela 28: Momento fletor solicitante máximo na viga 12

				Msd (KNm)
Viga 12		Unidade	Mf max (KNm)	Combinação 1
Peso próprio	5,325	KN/m	66,563	285,755
Peso próprio da pavimentação	2,911	KN/m	36,385	
Peso próprio do passeio esquerdo	0,000	KN/m	0,000	
Peso próprio do guarda corpo esquerdo	0,000	KN/m	0,000	
Peso próprio do passeio direito	1,768	KN/m	22,100	
Peso próprio do guarda corpo direito	0,816	KN/m	10,199	
Sobrecarga do passeio esquerdo	0,000	KN/m	0,000	
Sobrecarga do guarda corpo esquerdo	0,000	KN/m	0,000	
Sobrecarga do passeio direito	0,471	KN/m	5,893	
Sobrecarga do guarda corpo direito	0,484	KN/m	6,044	
Carga móvel	b	4,373	KN/m	63,741
	a e c	4,477	KN/m	
		1,487	KN	

(fonte: Elaborado pela autora)

Tabela 29: Momento fletor solicitante máximo na viga 13

				Msd (KNm)
Viga 13		Unidade	Mf max (KNm)	Combinação 1
Peso próprio	5,325	KN/m	66,563	296,715
Peso próprio da pavimentação	3,114	KN/m	38,923	
Peso próprio do passeio esquerdo	0,000	KN/m	0,000	
Peso próprio do guarda corpo esquerdo	0,000	KN/m	0,000	
Peso próprio do passeio direito	2,009	KN/m	25,113	
Peso próprio do guarda corpo direito	0,927	KN/m	11,590	
Sobrecarga do passeio esquerdo	0,000	KN/m	0,000	
Sobrecarga do guarda corpo esquerdo	0,000	KN/m	0,000	
Sobrecarga do passeio direito	0,536	KN/m	6,696	
Sobrecarga do guarda corpo direito	0,549	KN/m	6,868	
Carga móvel	b	4,737	KN/m	63,728
	a e c	4,789	KN/m	
		0,744	KN	

(fonte: Elaborado pela autora)

Os valores de momento máximo solicitante apresentados nas tabelas acima, refletem a situação em que o trem tipo fica posicionado na extremidade esquerda do tabuleiro (sobre as vigas 2 e 5), entretanto, deve-se considerar também o caso em que o mesmo será posicionado

na extremidade direita. Quando o veículo estiver posicionado sobre as vigas 9 e 12, os maiores valores de momento fletor serão observados nas longarinas 8 à 13. Dessa forma, por se tratar de um tabuleiro simétrico, é possível considerar que os valores encontrados nas longarinas 1 à 6 serão idênticos aos encontrados nas vigas simétricas à essas, quando o trem tipo estiver posicionado junto ao guarda rodas direito, assim, a envoltória de solicitações é apresentada na tabela 30.

Tabela 30: Envoltória de solicitações de momento fletor

	Momento Solicitante Máximo (KNm)
V1	465,059
V2	430,756
V3	398,101
V4	367,730
V5	344,473
V6	327,120
V7	309,761
V8	327,120
V9	344,473
V10	367,730
V11	398,101
V12	430,756
V13	465,059

(fonte: Elaborado pela autora)

7.2 CÁLCULO DA RESISTÊNCIA

Para a análise da segurança da estrutura quanto à flexão calculou-se a resistência das longarinas. Com base na inspeção realizada e nas informações coletadas foram estabelecidas algumas hipóteses quanto à perda de seção das armaduras.

Posteriormente, classificou-se cada viga – de acordo com seu estado de conservação – em uma das hipóteses calculadas, e a partir dos resultados obtidos foi avaliada a necessidade de reforço do elemento.

7.2.1 Hipóteses de cálculo da resistência

A partir da inspeção realizada na estrutura e de informações coletadas na Prefeitura de Imbé, foram determinadas hipóteses quanto à perda de parte da seção das armaduras ativas e passivas das longarinas pré moldadas. Nas imagens apresentadas no capítulo 6 é possível

identificar a corrosão de armaduras em estado avançado, bem como fios de cabos de protensão rompidos.

As vigas que apresentam maior nível de deterioração são as posicionadas mais próximas ao mar, ou seja, as vigas 1 a 6. De acordo com informações fornecidas pela Prefeitura de Imbé o vão que apresenta piores condições é o de número oito, no qual há longarinas que possuem os cabos de protensão rompidos.

Dessa forma, foram estabelecidas seis hipóteses que são mostradas no quadro 1.

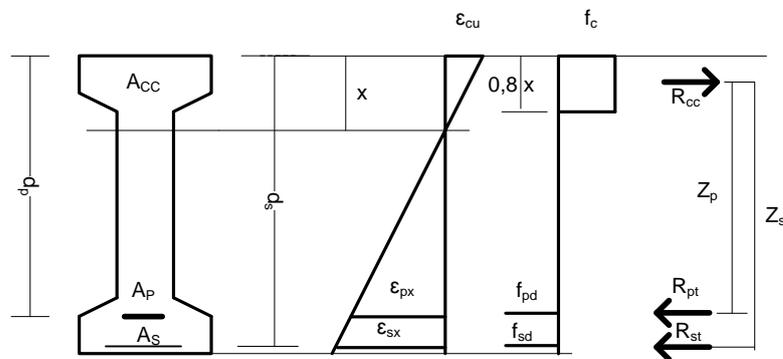
Quadro 1: Hipóteses de cálculo da resistência

Hipótese 1	Sem perda de armadura ativa	Perda de 20 % de armadura passiva
Hipótese 2	Sem perda de armadura ativa	Perda de 40 % de armadura passiva
Hipótese 3	Perda de 50 % da armadura ativa	Perda de 20 % de armadura passiva
Hipótese 4	Perda de 50 % da armadura ativa	Perda de 40 % de armadura passiva
Hipótese 5	Perda de 100 % da armadura ativa	Perda de 20 % de armadura passiva
Hipótese 6	Perda de 100 % da armadura ativa	Perda de 40 % de armadura passiva

(fonte: Elaborado pela autora)

A partir da geometria da seção transversal das longarinas da ponte, conforme projeto original, e dos materiais empregados foi calculado o momento resistente para cada hipótese. A verificação da segurança à ruptura por flexão é feita no Estádio III. O diagrama de tensões e deformações nesse estágio é apresentado na figura 74.

Figura 74: Diagramas de tensões, deformações e forças para o Estádio III



(fonte: Notas de aula de concreto protendido – Prof. Roberto Rios)

Rios estabelece que, da condição $\sum F_H = 0$ tem-se:

$$-R_{cc} + R_{pt} + R_{st} = 0 = -\alpha_c f_{cd} b_w y + A_p f_{pyd} + A_s f_{yd} \quad (\text{fórmula 8})$$

Onde:

R_{cc} = força de compressão;

R_{pt} = força na armadura ativa;

R_{st} = força na armadura passiva;

α_c = parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão;

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto;

b_w = largura da alma;

y = posição da linha neutra da seção;

A_p = área de armadura ativa;

f_{pyd} = valor de projeto da resistência ao escoamento da armadura ativa;

A_s = área de armadura passiva;

f_{yd} = valor de projeto da resistência ao escoamento da armadura passiva;

A partir da fórmula 8 calcula-se a posição da linha neutra da seção, o que permite a determinação do momento resistente de cálculo M_{Rd} , que é dada pela fórmula 9, segundo Rios:

$$M_{Rd} = A_p f_{pyd} (d_p - y/2) + A_s f_{yd} (d_s - y/2) \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

d_p = distância útil da armadura ativa;

d_s = distância útil da armadura passiva;

A resistência à compressão do concreto foi tomada igual à 20 MPa, uma vez que na época de construção da ponte esse valor poderia ser utilizado em obras com protensão. Dessa forma o parâmetro α_c é igual à 0,85, pois se enquadra no Grupo I.

O aço da armadura ativa, CP 125, não é mais utilizado atualmente, e não foram encontrados na bibliografia seus valores característicos, sabe-se, no entanto, que seu valor característico de resistência à tração (f_{ptk}) é de 1250 MPa, assim, a partir de uma analogia com os valores do aço CP 190, estimou-se os resultados que são apresentados na tabela 31.

Tabela 31: Valores característicos aço CP 125

Aço	f_{ptk} (MPa)	f_{pyk} (MPa)	f_{pyd} (MPa)
CP 190	1.900,000	1.710,000	1.486,957
CP125	1.250,000	1.125,000	978,261

(fonte: Elaborado pela autora)

As características dos materiais empregados na estrutura, e as áreas das seções de aço da armadura ativa e passiva, são mostrados nas tabelas 32 e 33, respectivamente.

Tabela 32: Materiais empregados na seção das longarinas

		MPa		MPa	KN/cm ²
C 20	f_{ck}	20,000	f_{cd}	14,286	1,429
CA 50	f_{yk}	500,000	f_{yd}	434,783	43,478
CP 125	f_{pyk}	1.125,000	f_{pyd}	978,261	97,826

(fonte: Elaborado pela autora)

Tabela 33: Áreas de armadura ativa e passiva

	(cm ²)
A_p	9,420
A_p (perda de 50 %)	4,710
A_p (perda de 100 %)	0,000
A_s	6,150
A_s (perda de 20 %)	4,920
A_s (perda de 40 %)	3,690

(fonte: Elaborado pela autora)

Para encontrar posição da linha neutra da seção (y) através da equação 11, supõe-se que a mesma caia dentro da mesa superior da seção I, ou seja, que $y < h_f$, sendo h_f a altura da mesa superior. A suposição sendo verdadeira, prossegue-se o cálculo, de posse do valor de y, e

calcula-se o momento resistente. Caso não se confirme, deve-se considerar separadamente as contribuições da alma e das abas da seção. Encontrando o valor de y deve-se verificar em qual domínio de deformação a viga está atuando, e para essa verificação são calculados os valores de y_{23} e y_{34} , segundo as seguintes equações:

$$y_{23} = 0,207d \quad (\text{fórmula 10})$$

$$y_{34} = 0,503d \quad (\text{fórmula 11})$$

Sendo d a altura útil da seção. No presente caso, há duas distâncias úteis, sendo $d_p = 54$ cm e $d_s = 53$ cm. Em favor da segurança, utilizou-se o maior valor de distância útil para a verificação dos domínios. Os resultados para as hipóteses de cálculo são mostrados na tabela 34.

Tabela 34: Cálculo da posição da linha neutra e domínios de deformação

Hipótese 1					
h_f (cm)	15,000	$y < h_f$	y_{23} (cm)	11,178	Domínio 3
b_w (cm)	70,000		y_{34} (cm)	27,162	
y (cm)	13,358		$y > y_{23}; y < y_{34}$		
Hipótese 2					
h_f (cm)	15,000	$y < h_f$	y_{23} (cm)	11,178	Domínio 3
b_w (cm)	70,000		y_{34} (cm)	27,162	
y (cm)	12,729		$y > y_{23}; y < y_{34}$		
Hipótese 3					
h_f (cm)	15,000	$y < h_f$	y_{23} (cm)	11,178	Domínio 2
b_w (cm)	70,000		y_{34} (cm)	27,162	
y (cm)	7,937		$y < y_{23}$		
Hipótese 4					
h_f (cm)	15,000	$y < h_f$	y_{23} (cm)	11,178	Domínio 2
b_w (cm)	70,000		y_{34} (cm)	27,162	
y (cm)	7,308		$y < y_{23}$		
Hipótese 5					
h_f (cm)	15,000	$y < h_f$	y_{23} (cm)	11,178	Domínio 2
b_w (cm)	70,000		y_{34} (cm)	27,162	
y (cm)	2,517		$y < y_{23}$		
Hipótese 6					
h_f (cm)	15,000	$y < h_f$	y_{23} (cm)	11,178	Domínio 2
b_w (cm)	70,000		y_{34} (cm)	27,162	
y (cm)	1,887		$y < y_{23}$		

(fonte: Elaborado pela autora)

Sabe-se que no domínio 2 a armadura passiva já atingiu a tensão de escoamento, assim, através da equação 12 será determinado o momento resistente de cálculo M_{Rd} para cada hipótese. Os valores são apresentados na tabela 35.

Tabela 35: Momento resistente de cálculo M_{Rd}

	M_{Rd} (KNm)
Hipótese 1	535,160
Hipótese 2	513,792
Hipótese 3	335,409
Hipótese 4	311,142
Hipótese 5	110,682
Hipótese 6	83,516

(fonte: Elaborado pela autora)

Comparando-se os Momentos máximos solicitantes de cálculo, com os momentos resistentes de cálculo, para cada hipótese, pode-se avaliar a segurança de cada longarina ou a necessidade de reforço, frente ao seu estado de conservação. O quadro 2 apresenta o comparativo entre solicitações e resistências para cada hipótese.

Quadro 2: Verificação da segurança e necessidade de reforço

	Msd (KNm)	Hipótese 1	Hipótese 2	Hipótese 3	Hipótese 4	Hipótese 5	Hipótese 6
V1	465,059	OK	OK	Reforço	Reforço	Reforço	Reforço
V2	430,756	OK	OK	Reforço	Reforço	Reforço	Reforço
V3	398,101	OK	OK	Reforço	Reforço	Reforço	Reforço
V4	367,730	OK	OK	Reforço	Reforço	Reforço	Reforço
V5	344,473	OK	OK	Reforço	Reforço	Reforço	Reforço
V6	327,120	OK	OK	OK	Reforço	Reforço	Reforço
V7	309,761	OK	OK	OK	OK	Reforço	Reforço
V8	327,120	OK	OK	OK	Reforço	Reforço	Reforço
V9	344,473	OK	OK	Reforço	Reforço	Reforço	Reforço
V10	367,730	OK	OK	Reforço	Reforço	Reforço	Reforço
V11	398,101	OK	OK	Reforço	Reforço	Reforço	Reforço
V12	430,756	OK	OK	Reforço	Reforço	Reforço	Reforço
V13	465,059	OK	OK	Reforço	Reforço	Reforço	Reforço

(fonte: Elaborado pela autora)

8 PROPOSTA DE RECUPERAÇÃO DA ESTRUTURA

A ponte Giuseppe Garibaldi, por estar inserida em um meio agressivo apresenta grande propensão ao desenvolvimento de manifestações patológicas como deslocamento do concreto, corrosão de armaduras passivas e ruptura de cabos de protensão. A origem do processo de deterioração pode estar relacionada à falta de manutenção preventiva e corretiva da estrutura, bem como, as causas mais prováveis estão ligadas a alta quantidade de cloretos e demais agentes agressivos presentes naquele ambiente.

A umidade do ar, agentes agressivos como cloretos e a maresia, promovem por meio dos poros do concreto, diversos processos de degradação dos materiais. Esse fato, aliado à falta de manutenção, colaboram para o avanço da deterioração do concreto e da corrosão de armaduras ativas e passivas, resultando em alguns elementos estruturais com sua capacidade de carga comprometidos. Cabe ainda ressaltar, que as longarinas posicionadas mais próximas ao mar são as mais comprometidas, uma vez que estão mais expostas ao ambiente marinho.

Com base nos resultados obtidos no capítulo 7 e com os dados coletados durante a inspeção visual realizada no mês de abril, pode-se enquadrar cada uma das vigas em uma hipótese, conforme o quadro 3.

Quadro 3: Hipótese válida para cada longarina

V1	Hipótese 6
V2	Hipótese 6
V3	Hipótese 5
V4	Hipótese 5
V5	Hipótese 4
V6	Hipótese 4
V7	Hipótese 3
V8	Hipótese 3
V9	Hipótese 3
V10	Hipótese 2
V11	Hipótese 2
V12	Hipótese 1
V13	Hipótese 1

(fonte: Elaborado pela autora)

A partir dessa subdivisão, serão sugeridas as técnicas de recuperação estrutural mais indicadas à cada elemento.

8.1 VIGAS 1, 2, 3 E 4

Supondo que as vigas 1 e 2, mais próximas ao mar, tenham perda total da armadura ativa, ou seja, todos os cabos de protensão rompidos, e ainda perda de 40 % de sua armadura longitudinal passiva, sua capacidade portante encontra-se comprometida. De acordo com as verificações realizadas seu momento resistente de cálculo é igual a 83,516 KNm, enquanto o momento máximo solicitante da viga 1 é igual a 465,059 KNm e da viga 2 igual a 430,756 KNm.

Já as vigas 3 e 4, acredita-se que, assim como as vigas 1 e 2, apresentem perda de 100 % de sua armadura ativa, entretanto a perda de armadura longitudinal passiva seja de aproximadamente 20 %. Dessa forma, seu momento resistente de cálculo é de 110,682 KNm, enquanto o momento solicitante máximo na viga 3 é de 398,101 KNm e na viga 4 de 367,730 KNm.

Em ambas situações, as longarinas, caso a as hipóteses retratem seu real estado de conservação, não estariam em segurança, uma vez que sua resistência seria significativamente menor as solicitações que nela atuam. Assim, se faria necessário devolver à esses elementos sua capacidade portante original através da recuperação dos elementos, ou ainda, sua substituição por elementos novos. Essa estrutura foi projetada de forma que praticamente todo o carregamento seja suportado pela armadura ativa, e está estando comprometida, a armadura passiva não se mostraria capaz de suportar os esforços.

Em função da magnitude da diferença de valores entre solicitações de momento fletor máximas e capacidade resistente residual das longarinas, as soluções de reforço estrutural comumente utilizadas como adição de chapas metálicas, aumento de seção transversal de concreto, adição de armadura passiva longitudinal e aplicação de fibras como as de carbono ou de vidro, não se mostrariam satisfatórias. A quantidade de material empregada para devolver às longarinas a resistência original torna inviável sua utilização.

Outra solução a ser considerada é a recuperação da capacidade resistente original através da protensão externa, entretanto como a resistência à compressão do concreto da estrutura é de 20 MPa e seu estado de conservação está comprometido, dessa forma o risco de colapso da viga no momento da aplicação da força de protensão é considerável. Portanto a solução que se mostra mais adequada a ambos casos é a substituição das vigas pré moldadas.

8.2 VIGAS 5 E 6

As longarinas 5 e 6, de acordo com a hipótese 4, podem possuir perda de 50 % da armadura ativa e perda de 40 % da armadura longitudinal passiva. Nessa configuração, o momento resistente de cálculo da seção é de 311,142 KNm, enquanto o momento fletor máximo solicitante na viga 5 é de 344,473 KNm e na viga 6 é de 327,120 KNm.

A partir dos resultados obtidos verifica-se que, caso a hipótese se confirmasse, as longarinas não estariam em segurança, sendo a diferença de magnitude dos valores de momento resistente e solicitante pequena. Entretanto, como há o processo de corrosão das armaduras e deterioração do concreto, seria recomendável a reconstituição da seção transversal do elemento, respeitando o cobrimento indicado pela NBR 6116 – que para ambientes marinhos recomenda 4 centímetros – com argamassa à base epóxi, grout ou concreto, sendo os dois primeiros mais adequados ao se considerar o menor tempo de liberação da estrutura, porém caso a área a ser reconstituída seja muito grande, o concreto tende a ser a melhor alternativa.

Antes da aplicação do material deve-se promover a limpeza da estrutura e possível remoção das áreas de concreto deteriorado, a fim de eliminar a continuidade do processo de degradação do material. Indica-se ainda a complementação da armadura longitudinal passiva, de modo à suprir a perda provocada pela corrosão. Considerando-se apenas a área de aço perdida deveriam ser acrescentadas duas barras de diâmetro 12,5 mm à seção, porém, em função da perda de capacidade portante, seria prudente a adição de quatro barras, respeitando-se os comprimentos de ancoragem e emendas. Ainda seria possível prever a recuperação dessas longarinas utilizando a adição de chapas metálicas ou fibra carbono, a fim de devolver sua resistência original.

A adição de chapas metálicas deve ser analisada com cuidado, uma vez que, expostas ao ambiente marinho poderiam sofrer com o processo de corrosão, portanto seria imprescindível promover a proteção desses elementos contra os agentes agressivos. Para a utilização de fibras carbono deve ser verificada a ductilidade das vigas.

8.3 VIGAS 7, 8 E 9.

Para as vigas 7, 8 e 9 supõe-se que também haja perda de 50 % da armadura ativa e 20% da armadura longitudinal passiva. Assim, o momento resistente de cálculo é de 335,409 e os

momentos fletores máximos solicitantes das longarinas 7, 8 e 9 são de respectivamente, 309,761 KNm, 327,120 KNm e 344,473 KNm.

A partir dos resultados obtidos verifica-se que, caso a hipótese seja válida, as longarinas 7 e 8 estão em segurança, e a 9 possui momento máximo solicitante pouco superior ao momento resistente de cálculo. Dessa forma, considerando-se que as vigas apresentam corrosão das armaduras e deterioração do concreto, é indicada também a reconstituição da seção transversal das peças, a fim de eliminar o processo corrosivo, como descrito para as vigas 5 e 6.

Deve ainda ser feita a complementação da armadura longitudinal passiva, de modo à suprir a perda provocada pela corrosão. Considerando-se apenas a área de aço perdida deveria ser acrescida uma barra de diâmetro 12,5 mm nas longarinas 7, 8 e 9. Entretanto, em função da perda de capacidade portante, seria prudente a adição de duas barras, respeitando-se os comprimentos de ancoragem e emendas. Poderia ainda ser analisada a alternativa de recuperação com a adição de chapas metálicas ou fibra carbono.

8.4 VIGAS 10, 11, 12 E 13

Supõe-se que as vigas 10 e 11 tenham sua armadura ativa intacta e perda de 40 % da armadura passiva. O momento resistente de cálculo nessa situação é de 513,792 KNm, e os momentos solicitantes máximos das longarinas 10 e 11 são iguais, respectivamente, à 367,730 KNm e 398,101 KNm.

Já as vigas 12 e 13 também tem sua armadura ativa íntegra e perda de armadura longitudinal passiva de 20 %. Seu momento resistente de cálculo é de 535,160 KNm e os momentos fletores máximos solicitantes das longarinas 12 e 13 são de, respectivamente, 430,756 KNm e 465,059 KNm.

A recuperação da seção transversal desses elementos é idêntica as das vigas 5 à 9, a fim de eliminar o processo de corrosão de armaduras e deterioração do concreto. A reposição das armaduras longitudinais positivas também ocorre da mesma forma, sendo inseridas quatro barras de diâmetro 12,5 mm nas vigas 10 e 11 e duas barras de diâmetro 12,5 mm nas vigas 12 e 13. Nesse caso, não seria necessária a adição de chapas metálicas ou fibra carbono, uma vez que o momento resistente é relativamente superior aos solicitantes.

O quadro 4 apresenta um resumo do estado de conservação de cada viga e as respectivas soluções indicadas.

Quadro 4: Hipótese válida para cada longarina

	Hipótese		Solução indicada
V1	Perda de 100 % da armadura ativa	Perda de 40 % de armadura passiva	Substituição da viga
V2	Perda de 100 % da armadura ativa	Perda de 40 % de armadura passiva	Substituição da viga
V3	Perda de 100 % da armadura ativa	Perda de 20 % de armadura passiva	Substituição da viga
V4	Perda de 100 % da armadura ativa	Perda de 20 % de armadura passiva	Substituição da viga
V5	Perda de 50 % da armadura ativa	Perda de 40 % de armadura passiva	Limpeza e reconstituição da seção de concreto; Complementação da armadura passiva; Adição de chapas metálicas ou fibra carbono
V6	Perda de 50 % da armadura ativa	Perda de 40 % de armadura passiva	Limpeza e reconstituição da seção de concreto; Complementação da armadura passiva; Adição de chapas metálicas ou fibra carbono
V7	Perda de 50 % da armadura ativa	Perda de 20 % de armadura passiva	Limpeza e reconstituição da seção de concreto; Complementação da armadura passiva
V8	Perda de 50 % da armadura ativa	Perda de 20 % de armadura passiva	Limpeza e reconstituição da seção de concreto; Complementação da armadura passiva
V9	Perda de 50 % da armadura ativa	Perda de 20 % de armadura passiva	Limpeza e reconstituição da seção de concreto; Complementação da armadura passiva; Adição de chapas metálicas ou fibra carbono
V10	Sem perda da armadura ativa	Perda de 40 % de armadura passiva	Limpeza e reconstituição da seção de concreto; Complementação da armadura passiva
V11	Sem perda da armadura ativa	Perda de 40 % de armadura passiva	Limpeza e reconstituição da seção de concreto; Complementação da armadura passiva
V12	Sem perda da armadura ativa	Perda de 20 % de armadura passiva	Limpeza e reconstituição da seção de concreto; Complementação da armadura passiva
V13	Sem perda da armadura ativa	Perda de 20 % de armadura passiva	Limpeza e reconstituição da seção de concreto; Complementação da armadura passiva

(fonte: Elaborado pela autora)

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A proposta de recuperação da ponte Giuseppe Garibaldi é baseada em hipóteses, que podem não refletir a real situação da estrutura, uma vez que, foram escolhidas a partir da inspeção visual de parte da estrutura, sem o auxílio de ensaios e vistoria detalhada, que possibilitassem a identificação precisa do estado de conservação de cada longarina. Cabe ainda ressaltar que até o presente momento, a ponte encontra-se em utilização, não apresentando ruptura de elementos estruturais, mesmo os mais danificados pela ação de agentes agressivos, o que contraria a situação apresentada para as vigas 1 a 4, em que a resistência, calculada com base na suposição que prevê perda da totalidade da protensão, indica o não atendimento das peças ao estado limite último.

Entretanto, de acordo com as fotografias apresentadas, é possível identificar um alto grau da deterioração do concreto e corrosão das armaduras das vigas. Sabe-se que esse processo, caso não seja sanado, desenvolve-se rapidamente, especialmente em ambientes marinhos como o que está inserida a Ponte Giuseppe Garibaldi. Dessa forma, caso não sejam realizados trabalhos de manutenção, limpeza e reconstituição da seção transversal das vigas, as hipóteses mais desfavoráveis, que preveem a perda de protensão, podem passar a refletir a realidade.

Para as longarinas que se aproximem dos cenários mais críticos, ou seja, de fato apresentem grandes perdas de armaduras ativas e passivas, a substituição das mesmas apresenta-se como a alternativa indicada devido à elevada perda de resistência do elemento, impossibilitando o uso de soluções como a adição de chapas metálicas ou de fibras carbono. Já para as que não tenham sofrido grande perda de seção de armaduras, tais métodos de recuperação devem ser considerados.

No caso de pontes, é inviável, economicamente, que sua estrutura seja inutilizada até a construção de sua sucessora, portanto, ainda que a substituição da construção por uma nova esteja prevista, há que se garantir que a antiga cumpra de forma satisfatória a finalidade a que foi proposta durante toda sua vida útil, assim, reafirma-se a importância da realização da recuperação da estrutura da Ponte Giuseppe Garibaldi, e se necessário, a recolocação de elementos danificados. Em se tratando de obras inseridas em locais com alta agressividade ambiental, relevo acidentado e elevado fluxo de veículos é indispensável que se realizem

manutenções e reparos sempre que necessário, a fim de evitar riscos de acidente ou interrupções de uso das vias, garantindo que os usuários estejam em segurança ao transitar sobre a via.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CAMPAGNOLO, João Luiz. **Patologia e Instrumentação das Construções**. Porto Alegre, 2018.

CORREIO DO IMBÉ. **Daer fará mudanças no trânsito na Ponte Giuseppe Garibaldi**. Disponível em: <<http://correiodoimbe.com.br/daer-fara-mudancas-no-transito-na-ponte-giuseppe-garibaldi/>>. Acesso em: 15 de maio de 2018.

DAER RS. **Ações do Daer na ponte Tramandaí – Imbé tranquilizam lideranças do litoral norte**. Disponível em: <<http://www.daer.rs.gov.br/acoes-do-daer-na-ponte-tramandai-imbe-tranquilizam-liderancas-do-litoral-norte>>. Acesso em: 15 de maio de 2018.

GABRIEL SOUZA. **Daer apresenta relatório sobre situação da ponte Giuseppe Garibaldi**. Disponível em: <<http://gabrielsouza.net/daer-apresenta-relatorio-sobre-situacao-da-ponte-giuseppe-garibaldi/>>. Acesso em: 15 de maio de 2018.

GAÚCHA ZH. **Com problemas estruturais, ponte entre Imbé e Tramandaí tem trânsito alterado**. Disponível em: <<https://gauchazh.clicrbs.com.br/geral/noticia/2017/08/por-que-a-ponte-que-liga-imbe-e-tramandai-se-chama-giuseppe-garibaldi-9873661.html>> Acesso em: - 15 de maio de 2018.

GAÚCHA ZH. **Daer usa estacas para escorar ponte entre Imbé e Tramandaí, que tem problemas na estrutura**. Disponível em: <<https://gauchazh.clicrbs.com.br/geral/noticia/2017/08/daer-usa-estacas-para-escorar-ponte-entre-imbe-e-tramandai-que-tem-problemas-na-estrutura-9873656.html>>. Acesso em: 15 de maio de 2018.

GAÚCHA ZH. **Fotos: condição da ponte entre Tramandaí e Imbé preocupa moradores**. Disponível em: <<https://gauchazh.clicrbs.com.br/geral/noticia/2017/08/fotos-condicao-da-ponte-entre-tramandai-e-imbe-preocupa-moradores-9873662.html>> . Acesso em: 15 de maio de 2018.

GAÚCHA ZH. **“Quem olha por baixo não passa por cima” dizem moradores sobre a ponte Imbé - Tramandaí**. Disponível em: <<https://gauchazh.clicrbs.com.br/geral/noticia/2017/08/quem-olha-por-baixo-nao-passa-por-cima-dizem-moradores-sobre-a-ponte-imbe-tramandai-9873639.html>>. Acesso em: 15 de maio de 2018.

HELENE, Paulo R. L. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1992.

JORNAL NH. **Ponte que liga Imbé a Tramandaí está “prestes a ruir”, afirma prefeito**. Disponível em: <https://www.jornalnh.com.br/_conteudo/2017/08/noticias/regiao/2162052-prefeito-diz-que-ponte-que-faz-ligacao-imbe-tramandai-esta-prestes-a-ruir.html>. Acesso em: 15 de maio de 2018.

LITORAL NA REDE. **Daer fará inspeção na ponte entre Tramandaí e Imbé.** Disponível em: <<http://www.litoralnarede.com.br/daer-fara-inspecao-na-ponte-entre-tramandai-e-imbe/>>. Acesso em: 15 de maio de 2018.

LITORAL NA REDE. **Daer garante que Ponte Giuseppe Garibaldi não será interditada.** Disponível em: <<http://www.litoralnarede.com.br/daer-garante-que-ponte-giuseppe-garibaldi-nao-sera-interditada/>>. Acesso em: 15 de maio de 2018.

LITORAL NA REDE. **Daer inicia alterações no tráfego da Ponte Tramandaí - Imbé.** Disponível em: <<http://www.litoralnarede.com.br/daer-inicia-alteracoes-no-trafego-da-ponte-tramandai-imbe/>>. Acesso em: 15 de maio de 2018.

LITORAL NA REDE. **Daer instala escoras de madeira na ponte Tramandaí – Imbé.** Disponível em: <<http://www.litoralnarede.com.br/daer-instala-escoras-de-madeira-na-ponte-tramandai-imbe/>>. Acesso em: 15 de maio de 2018.

LITORAL NA REDE. **Daer realiza vistoria para analisar condições da Ponte Giuseppe Garibaldi.** Disponível em: <<http://www.litoralnarede.com.br/daer-realiza-vistoria-para-analisar-condicoes-da-ponte-giuseppe-garibaldi/>>. Acesso em: 15 de maio de 2018.

LITORAL NA REDE. **Mergulhadores e engenheiros vistoriaram a Ponte Giuseppe Garibaldi.** Disponível em: <<http://www.litoralnarede.com.br/mergulhadores-e-engenheiros-vistoriaram-a-ponte-giuseppe-garibaldi/>>. Acesso em: 15 de maio de 2018.

LITORAL NA REDE. **Ponte Giuseppe Garibaldi passará por vistoria nesta quinta - feira.** Disponível em: <<http://www.litoralnarede.com.br/ponte-giuseppe-garibaldi-passara-por-vistoria-nesta-quinta-feira/>>. Acesso em: 15 de maio de 2018.

LITORAL NA REDE. **Reforçada a fiscalização de caminhões na Ponte do Rio Tramandaí.** Disponível em: <<http://www.litoralnarede.com.br/reforcada-fiscalizacao-de-caminhoes-na-ponte-do-rio-tramandai/>>. Acesso em: 15 de maio de 2018.

_____. **NBR 8681:** ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

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

_____. **NBR 6120:** cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

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

PFEIL, Walter. **Pontes: curso básico: projeto, construção e manutenção.** Rio de Janeiro: Campus, 1983.

PFEIL, Walter. **Pontes em concreto armado.** Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1985.

RÁDIO MARISTELA. **Travessia de pedestres será ampliada na ponte Giuseppe Garibaldi que liga Imbé a Tramandaí.** Disponível em: <<https://radiomaristela.com.br/2018/01/25/travessia-de-pedestres-sera-ampliada-na-ponte-giuseppe-garibaldi-que-liga-tramandai-a-imbe/>>. Acesso em: 15 de maio de 2018.

RIOS, Roberto Domingo. **Notas de aula de Concreto Protendido**. Porto Alegre, 2017.

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

SANTOS, Murilo Soares. **Estudo da Aplicabilidade do Método Simplificado da AASHTO para Distribuição Transversal de Cargas Móveis para Pontes no Brasil**: 2015, 125f, Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2015.

TRAMANDAÍ EM PRETO E BRANCO. **Pontes passadas**. Disponível em: <http://tdaipretonobranco.blogspot.com/2008/10/blog-t-em-construo_23.html>. Acesso em: 15 de maio de 2018.

TRANSPORTES RS. **Secretário dos transportes garante segurança da ponte Tramandaí - Imbé**. Disponível em: <<http://www.transportes.rs.gov.br/secretario-dos-transportes-garante-seguranca-da-ponte-tramandai-imbe>>. Acesso em: 15 de maio de 2018.